



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN – TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN EL
ASENTAMIENTO HUMANO SAN JUAN – DISTRITO DE LA BANDA DE
SHILCAYO – PROVINCIA DE SAN MARTÍN – REGIÓN SAN MARTÍN”**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Pedro Elias Velayarce Gonzales

ASESOR:

Ing. Víctor Hugo Sánchez Mercado

Tarapoto – Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN – TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN EL
ASENTAMIENTO HUMANO SAN JUAN – DISTRITO DE LA BANDA DE
SHILCAYO – PROVINCIA DE SAN MARTÍN – REGIÓN SAN MARTÍN”**

**Tesis para optar el título profesional de
INGENIERO CIVIL**

Autor:

Bach. Pedro Elias Velayarce Gonzales

Sustentado y aprobado ante el honorable jurado el día 10 de julio del 2018


.....
Ing. M.Sc. Víctor Eduardo Samamé Zatta
Presidente


.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Secretario


.....
Ing. Juvenal Vicente Díaz Agip
Vocal


.....
Ing. Víctor Hugo Sánchez Mercado
Asesor

Declaratoria de Autenticidad

Pedro Elias Velayarce Gonzales, identificado con DNI N° 46978469, bachiller de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **“ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN EL ASENTAMIENTO HUMANO SAN JUAN – DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO – PROVINCIA DE SAN MARTÍN – REGIÓN SAN MARTÍN”**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
1. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.

Tarapoto, 10 de junio del 2018.



.....
Bach. Pedro Elias Velayarce Gonzales
DNI N° 46978469



DECLARACIÓN JURADA

Pedro Elías Velayarce Gonzales, identificado con DNI N° 46978469 con domicilio legal en el Jr. Comandante Chirinos N°144 - Tarapoto, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 10 de julio de 2018



.....
Bach. Pedro Elías Velayarce Gonzales
DNI N° 46978469



Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Velayarce Gonzales Pedro Elías		
Código de alumno :	093131	Teléfono:	983921993
Correo electrónico :	pedrovelayarce@gmail.com	DNI:	46978469

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	Zonificación de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento Humano San Juan - distrito de la Banda de Shilcayo - Provincia de San Martín.
Año de publicación:	2018

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

21 / 11 / 2018



Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

A Dios porque sobre todas las cosas él está primero y hace posible que nosotros estemos presentes en este mundo y lograr objetivos como es en este caso el desarrollo y publicación de este trabajo de investigación.

*En segundo lugar y con mucho cariño lo dedico a mi madre **Pelida Gonzales Iruiza**, porque ella le ha dado la razón a mi vida, por su consejo, su apoyo incondicional y su paciencia, como también es mi inspiración más profunda, todo lo que soy es gracias a ella.*

*A mis abuelos **Gilder Gonzales Dávila** y **Milita Iruiza Hidalgo**, por creer siempre en mí en cualquier circunstancia, ya que ellos son parte de mi alegría en este camino de la existencia como es la "Vida".*

*A mis amigos: **Jimmy Sharon**, **John Iván**, **Janneth** y **Anthony Martín**, formaron parte de este trayecto y quedarán siempre en mi recuerdo.*

Pedro Elías Felayarce Gonzales

AGRADECIMIENTO

Primeramente agradezco a la Universidad Nacional de San Martín por haberme aceptado ser parte de ella y también por haberme abierto las puertas de su seno científico para poder estudiar esta bella carrera, así como a todos los que estuvieron allí, en especial a los Ingenieros de la carrera profesional de Ingeniería Civil por brindarme sus conocimientos y enseñanzas, las cuales contribuyeron de una manera muy importante en mi formación profesional.

Mi más y sincero agradecimiento a mi asesor de Tesis, el Ing. Víctor Hugo Sánchez Mercado, por todo el apoyo y guía incondicional en la presente tesis.

Todo esto no hubiera sido posible sin el amparo incondicional que me otorgaron y el cariño que me inspiraron mi madre y mis abuelos, a pesar de todo los momentos, siempre estaré completamente agradecido y también estas palabras nunca serán suficiente para todo los que siento por ellos.

Pedro Elías Velazquez Gonzales

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL	viii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	3
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	3
1.1 Exploración preliminar orientada a la investigación	3
1.2 Aspectos generales del estudio	4
1.2.1 Aspectos físicos	4
1.2.1.1 Ubicación geográfica	4
1.2.1.2 Población beneficiada	6
1.2.1.3 Límites del Asentamiento Humano San Juan	6
1.2.1.4 Acceso al Área del proyecto	6
1.2.1.5 Climatología e hidrología	7
1.2.1.6 Geología	8
1.2.1.7 Topografía del área de estudio	8
1.2.1.8 Hidrografía	9
1.3 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema	10
1.3.1 Antecedentes del problema	10
1.3.2 Planteamiento del problema	10
1.3.3 Delimitación del problema	11
1.3.4 Formulación del problema	12
1.4 Objetivos	13

1.4.1	Objetivo general	13
1.4.2	Objetivos específicos.....	13
1.5	Justificación de la investigación	13
1.6	Delimitación de la investigación.....	14
1.7	Marco teórico o fundamentación teórica de la investigación	14
1.7.1	Antecedentes de la investigación	14
1.7.2	Bases teóricas	17
1.7.2.1	Definición de Suelo	17
1.7.2.2	Definición de mecánica de suelos	18
1.7.2.3	Origen del suelo.....	18
1.8	Marco conceptual: Definición de términos.....	89
1.9	Marco histórico	91
1.10	Hipótesis a demostrar.....	93
CAPÍTULO II		94
MATERIALES Y MÉTODOS		94
2.1	Materiales.....	94
2.1.1	Recursos humanos.....	94
2.1.2	Recursos materiales	94
2.1.3	Recursos de equipos	94
2.1.3.1	Determinación del contenido de humedad	95
2.1.3.2	Peso volumétrico (Determinación de la densidad In Situ)	95
2.1.3.3	Análisis granulométrico por tamizado.....	96
2.1.3.4	Límites de consistencia o Límites de Atterberg	96
2.1.3.5	Determinación del peso específico relativo de los sólidos	97
2.1.3.6	Ensayo de corte directo.....	98
2.1.4	Otros recursos.....	98
2.2	Metodología	98

2.2.1	Universo y muestra.....	98
2.2.2	Sistema de variables	99
2.2.3	Diseño de la investigación.....	99
2.2.3.1	Tipo y nivel de investigación.....	99
2.2.3.2	Diseño de la investigación	99
2.2.4	Diseño de instrumentos	100
2.2.5	Procesamiento de la información	101
2.2.5.1	Trabajo de campo	101
2.2.5.2	Ensayos de laboratorio.....	103
2.2.5.3	Trabajo en gabinete	104
2.2.5.4	Procedimiento para la zonificación	104
CAPÍTULO III		111
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		111
3.1	Resultados.....	111
3.1.1	Exploración de suelos.....	111
3.1.2	Ensayos de laboratorio	112
3.1.3	Determinación de la capacidad portante	125
3.1.4	Resumen del estudio.....	126
3.2	Discusión de resultados.....	127
3.2.1	Ensayos de laboratorio	128
3.2.2	Determinación de la capacidad portante del suelo	129
3.2.3	Zonificación de la capacidad portante.....	130
3.2.4	Contrastación de la hipótesis	130
CONCLUSIONES		132
RECOMENDACIONES		134
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		135
ANEXOS.....		139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Ubicación geográfica</i>	4
Tabla 2 <i>Límite geográfico</i>	6
Tabla 3 <i>Cuenca del Cumbaza</i>	9
Tabla 4 <i>Coordenadas de los hitos del área de estudio</i>	12
Tabla 5 <i>Conclusiones de tesis</i>	15
Tabla 6 <i>Límites de tamaño de suelos separados</i>	28
Tabla 7 <i>Evaluación de las propiedades del suelo en base al símbolo de grupo</i>	34
Tabla 8 <i>Clasificación de los suelos sistema AASHTO</i>	43
Tabla 9 <i>Tipos de edificaciones</i>	45
Tabla 10 <i>Tipos de muestras</i>	49
Tabla 11 <i>Masa mínima de muestra requerida según tamaño máximo de partícula</i>	51
Tabla 12 <i>Tamaño de muestra</i>	55
Tabla 13 <i>Peso de la muestra</i>	58
Tabla 14 <i>Lista de tamices</i>	59
Tabla 15 <i>Serie de tamices recomendados para suelos arenosos con granos finos</i>	60
Tabla 16 <i>Tamaño de partículas</i>	62
Tabla 17 <i>Factor de corrección</i>	74
Tabla 18 <i>Factores de capacidad de carga de Terzaghi</i>	87
Tabla 19 <i>Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi $N'c$, $N'q$, $N'\gamma$</i>	88
Tabla 20 <i>Ensayos de acuerdo a la Norma ASTM</i>	103
Tabla 21 <i>Resultados de la exploración de campo – Resumen</i>	111
Tabla 22 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 01</i>	112
Tabla 23 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 02</i>	112
Tabla 24 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 03</i>	113
Tabla 25 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 04</i>	113
Tabla 26 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 05</i>	114
Tabla 27 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 06</i>	114
Tabla 28 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 07</i>	115
Tabla 29 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 08</i>	115
Tabla 30 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 09</i>	116
Tabla 31 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 10</i>	116
Tabla 32 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 11</i>	117

Tabla 33 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 12</i>	117
Tabla 34 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 13</i>	118
Tabla 35 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 14</i>	118
Tabla 36 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 15</i>	119
Tabla 37 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 16</i>	119
Tabla 38 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 17</i>	120
Tabla 39 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 18</i>	120
Tabla 40 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 19</i>	121
Tabla 41 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 20</i>	121
Tabla 42 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 21</i>	122
Tabla 43 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 22</i>	122
Tabla 44 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 23</i>	123
Tabla 45 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 24</i>	123
Tabla 46 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 25</i>	124
Tabla 47 <i>Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 26</i>	124
Tabla 48 <i>Resultados de los Ensayos Especiales – Resumen</i>	125
Tabla 49 <i>Resultados de la Capacidad Portante del Suelo – Resumen</i>	125
Tabla 50 <i>Cuadro Resumen</i>	126

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Ubicación del proyecto.....	5
<i>Figura 2.</i> Acceso al área de estudio.	6
<i>Figura 3.</i> Perímetro Delimitado.	12
<i>Figura 4.</i> Esquema de la estructura y textura de los suelos.	20
<i>Figura 5.</i> Acomodo de las partículas del suelo.	20
<i>Figura 6.</i> Esquema de la estructura de los suelos cohesivos.	21
<i>Figura 7.</i> Esquema de la estructura de la lámina silícica.	22
<i>Figura 8.</i> Esquema de la estructura de la lámina alumínica.....	22
<i>Figura 9.</i> Esquema de las fases del suelo.	25
<i>Figura 10.</i> Carta de plasticidad.	33
<i>Figura 11.</i> Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6. A-7.....	42
<i>Figura 12.</i> Partes de la copa de Casagrande.....	66
<i>Figura 13.</i> Diagrama para determinar el límite líquido.....	67
<i>Figura 14.</i> Instrumento de corte directo.....	76
<i>Figura 15.</i> Zapatas aisladas, medianera (A), Esquina (B) e Interior (C).	81
<i>Figura 16.</i> Zapata corrida.....	81
<i>Figura 17.</i> Losa de cimentación.....	82
<i>Figura 18.</i> Falla general por corte.	83
<i>Figura 19.</i> Falla local por corte.....	83
<i>Figura 20.</i> Falla de corte por punzonamiento.	84
<i>Figura 21.</i> Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava.....	85

RESUMEN

El presente trabajo de investigación denominada “Zonificación de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento Humano San Juan – Distrito de la Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín”, fue desarrollada en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, con la finalidad de estudiar, identificar y evaluar las características físicas – mecánicas del suelo. Se ha desarrollado en base a exploraciones de campo, mediante excavaciones a cielo abierto o también llamado calicata, las cuales se hizo la extracción de muestras teniendo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones) para luego realizar los ensayos requeridos. De los resultados pudimos obtener los parámetros necesarios para realizar la clasificación de suelos mediante los sistemas de clasificación SUCS y AASHTO; asimismo, gracias al ensayo de corte directo, se obtuvo las variantes: ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (C), estos parámetros son fundamentales para determinar los valores de la capacidad portante, empleando la Teoría de Karl Terzaghi para el caso de cimentaciones cuadradas. Finalmente, se realizó la zonificación de la capacidad portante del suelo del área de estudio, identificando dos zonas, y ambos son de condición habitable. De esta manera, este proyecto es un aporte para la gestión y el planeamiento territorial de la localidad, con tal de solucionar la problemática que aqueja a diario con respecto al incremento de la población.

Palabras claves: Zonificación, Capacidad portante, Suelo, Cimentaciones.

ABSTRACT

The following work of investigation denominated "Zoning of soil carrying capacity in San Juan Human Settlement - District of the Band of Shilcayo - Province of San Martin - San Martin Region", was developed in the Professional School of Civil Engineering of the Faculty of Civil Engineering and Architecture, with the purpose of studying, identifying and evaluating the physical-mechanical characteristics of the soil. It has been developed on the basis of field explorations, through open-pit excavations or also called pits, which led to the extraction of samples taking into account the National Building Regulations (Standard E.050 Soils and Foundations) and then perform the tests required. From the results we were able to obtain the necessary parameters to perform the soil classification through the SUCS and AASHTO classification systems; Also, thanks to the direct cut test, the variants were obtained: friction angle (ϕ) and cohesion (C), these parameters are fundamental to determine the bearing capacity values, using the Karl Terzaghi Theory for the case of foundations square. Finally, the zoning of the carrying capacity of the soil of the study area was carried out, identifying two zones, and both are of habitable condition. In this way, this project is a contribution for the management and territorial planning of the town, in order to solve the problems that afflict daily with respect to the increase of the population.

Keywords: Zoning, bearing capacity, soil, foundations.



INTRODUCCIÓN

En el área de estudio se ve casos de la ejecución de diferentes proyectos de ingeniería, sobre todo, obras de edificación como son las viviendas de una o más pisos, sin tener en consideración el tipo de suelo en la que está o se va a edificar; es por ello, que al transcurrir del tiempo, dicho suelo tiende a fallar o sufrir cambios en sus propiedades físico – mecánicas, ya sea por la propia naturaleza o por la acción de las diferentes cargas que ejerce la estructura hacia el terreno de fundación.

Es por ello, que, al no hacer un estudio adecuado de la mecánica de suelos, muchas obras de edificación tienden a sufrir asentamientos y, por ende, presentar fisuras en la estructura propiamente dicha, debido a que no se tomó en cuenta los diferentes parámetros que presenta el suelo para el diseño respectivo de la cimentación.

El estudio de mecánica de suelos, nos permitirá dar a conocer la información detallada de las características que presenta el terreno de fundación, y a raíz de esos resultados, podremos calcular la capacidad portante. Al conocer la capacidad de carga del suelo se tendrá el criterio para elegir el cimiento apropiado para una mayor eficiencia en el comportamiento estructural de una obra de ingeniería civil. Por tal motivo es de suma importancia efectuar un estudio para determinar los valores de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento Humano San Juan. Teniendo en consideración obviamente de los ensayos de laboratorio especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, en los cuales se obtendrá las características, propiedades, clasificación de suelos en el área de estudio a través de la exploración mediante calicatas.

El esquema capitular es el siguiente:

En el capítulo I, se indican las generalidades, exploración preliminar orientada a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, se determinan los antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema, objetivo general y específico, justificación de la investigación, delimitación de la investigación, marco teórico o fundamentación teórica de la investigación, marco conceptual, marco histórico e hipótesis a demostrar.

En el capítulo III, abarcan los recursos: humanos, materiales y equipos, dentro de la metodología tenemos: universo, muestra y población, sistemas de variables, diseño

experimental de la investigación y procesamiento de información.

En el capítulo IV, se obtienen los resultados, y asimismo se procede a determinar los valores de la capacidad de carga del suelo para la elaboración del plano de zonificación.

En el capítulo V, se analizan los diferentes resultados obtenidos de los diferentes ensayos realizados en el Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín y discusión de acuerdo a los valores determinados de la Capacidad Portante del suelo.

Y finalmente en el capítulo VI, se indican las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Exploración preliminar orientada a la investigación

En el presente proyecto de tesis se realizó el estudio para determinar los valores de la capacidad portante del suelo mediante exploraciones previas a las excavaciones correspondientes de los diferentes puntos establecidas de acuerdo a las Normas establecidas.

Antes de empezar las exploraciones correspondientes para el estudio, se procedió a investigar el área delimitada, teniendo en la mano el plano catastral brindado por el Municipio Distrital de la Banda de Shilcayo, se recorrió toda el área para ubicar los puntos estratégicos de las calicatas, indagando con los moradores de la zona para evitar inconvenientes al momento de realizar las excavaciones.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones Artículo 11 describe lo siguiente: Para determinar la cantidad de puntos de investigación, se procede a identificar el tipo de edificación, en nuestro caso emplearemos Urbanizaciones para viviendas, y nos indica realizar 03 puntos por Ha. De terreno habilitado, haciendo un total de 26 puntos a muestrear de un área total de 9.15 Ha.

Durante las excavaciones se tomó notas de las características observadas de cada estrato, como son: color, forma, profundidad, presencia de nivel freático, entre otros.

Las muestras recolectadas durante el proceso de excavación fueron trasladadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín, para la realización de los ensayos requeridos para la presente investigación, teniendo en consideración el Artículo 10 de la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones punto 10.4 Tipos de Muestras, describe la forma de obtener y transportar las diferentes muestras de acuerdo al tipo de ensayo a ejecutar.

Con respecto al trabajo de gabinete, consistió en la búsqueda de información necesaria, ya sea de publicaciones o trabajos de investigación relacionado al tema que se está tratando, luego, se procede a la revisión de otras fuentes en páginas de internet concerniente a la Ingeniería Civil o repositorios de un sinnúmero de proyectos de investigaciones publicadas en distintas webs de diferentes universidades, como INDECI, entre otros.

Es por ello, que un cimiento es la base de soporte de una estructura de ingeniería civil, constituye la interfase a través de la cual se transmiten las cargas al subsuelo o terreno de fundación y deben ser diseñadas de acuerdo a criterios de servicialidad y resistencia, de esta manera es vital importancia determinar la capacidad portante o capacidad de carga del suelo en el área delimitada de estudio el cual abarca este proyecto de investigación.

1.2 Aspectos generales del estudio

1.2.1 Aspectos físicos

1.2.1.1 Ubicación geográfica

El Asentamiento Humano San Juan se encuentra ubicado en el Distrito de la Banda de Shilcayo, se detalla en la Tabla 1:

Tabla 1

Ubicación geográfica

Coordenada Geográfica	
Latitud Sur	: 06°29'52.70"
Latitud Oeste	: 76°20'58.53"
UTM Norte Y	: 9281549
UTM Este X	: 350769
Altitud	: 322.00 msnm

Fuente: Elaboración propia.

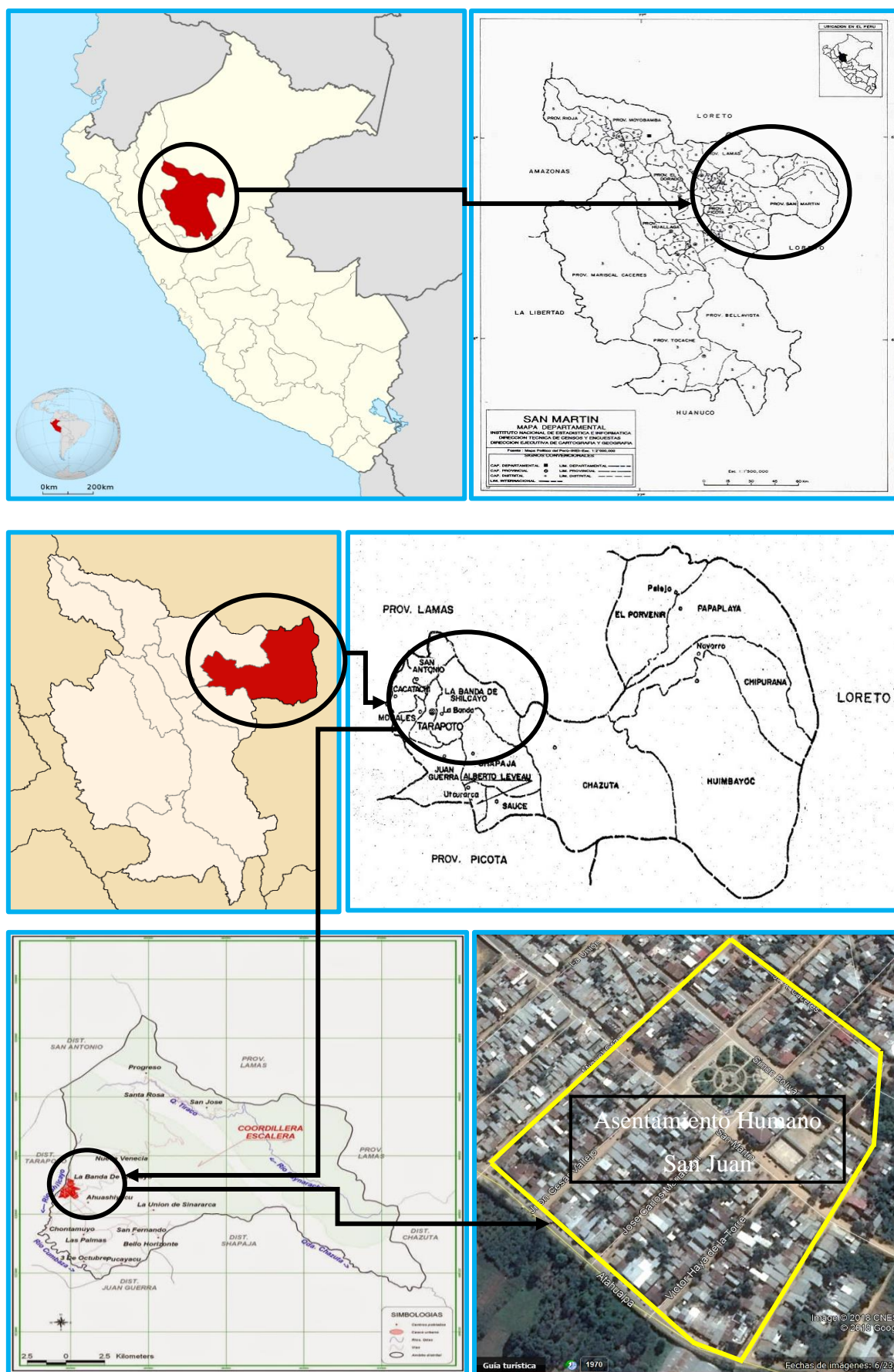


Figura 1. Ubicación del proyecto. (Fuente Google Earth adaptada por el autor.)

1.2.1.2 Población beneficiada

La población afectada del área de estudio consta de 274 viviendas, distribuidas en 11 manzanas que lo conforman.

1.2.1.3 Límites del Asentamiento Humano San Juan

A continuación, se describe los límites geográficos en la Tabla 2:

Tabla 2

Límite geográfico

Límites del Área de estudio	
Por el Norte	: Flor de la Molina
Por el Sur	: Centro Poblado Las Palmas
Por el Oeste	: Distrito de Tarapoto
Por el Este	: AA.VV. La Florida

Fuente: Elaboración propia.

1.2.1.4 Acceso al Área del proyecto

Para acceder al Asentamiento Humano san Juan desde la ciudad de Tarapoto, tomando como punto de partida a la Plaza de Armas de Tarapoto, se debe seguir por la Carretera Fernando Belaúnde Terry, luego hacer un desvío por la Ex Carretera Yurimaguas, tomar otro desvío por la Av. Ahuashiyacu e ir por el Jr. César Vallejo, como se indica en la Figura 2:

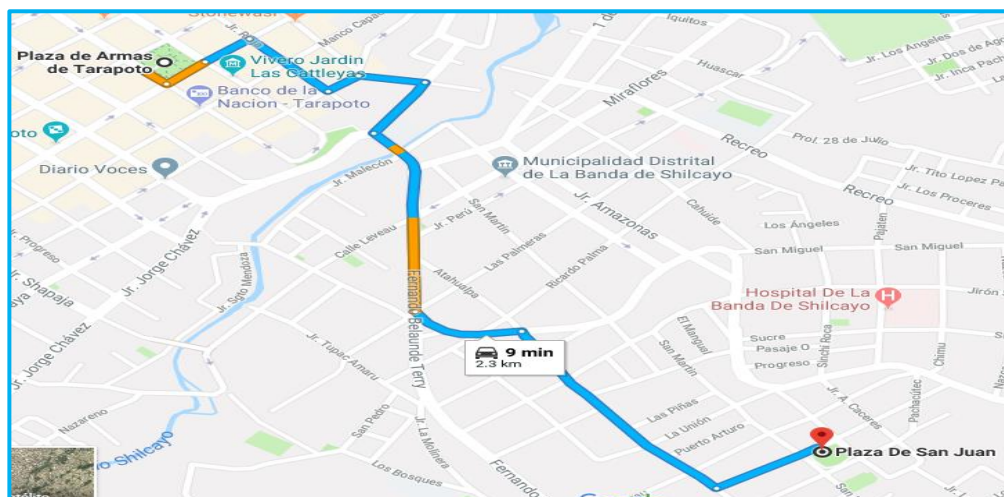


Figura 2. Acceso al área de estudio. (Fuente Google Maps.)

1.2.1.5 Climatología e hidrología

Jiménez Flores, nos indica que la mayor cantidad de datos, ^{deriva} de los datos recogidos en las estaciones hidro – meteorológicas del SENAMHI (El Porvenir, Tarapoto, y otros).

1.2.1.5.1 Clima

El clima es uno de los principales factores que condicionan las costumbres de las poblaciones. El clima predominante de la zona de estudio es cálido y semi seco, sin exceso de agua durante el año y con una concentración térmica normal en verano.

1.2.1.5.2 Precipitación

El promedio de precipitación pluvial total anual de ese tipo climático, varía entre los 1000 y 1400 mm., con promedio de 1200 mm. En general, las mayores precipitaciones se presentan en los meses de octubre, a veces en el mes de setiembre y abril, siendo Marzo el que registra el valor más elevado.

El número de días de lluvia a lo largo del año en esta zona, varía entre 88 mm y 116 mm. El número de días de lluvia al mes, varía entre un mínimo de 6 mm y un máximo de 13 mm. Finalmente, el promedio de precipitación por día de lluvia varía entre un mínimo de 9 mm y un máximo de 13 mm; sin embargo, los registros de precipitación máxima en 24 horas alcanzan valores que oscilan entre los 87 mm y 170 mm.

Siendo la precipitación media anual en la ciudad de Tarapoto de 1200 mm.

1.2.1.5.3 Temperatura

Las temperaturas que corresponden a este tipo climático (elaborado en base a la información de las estaciones de Tarapoto y El Porvenir) fluctúan entre 24.8°C y 26.5°C; esta temperatura es en general mayor en el sector bajo y va disminuyendo aguas arriba del río Cumbaza.

El sector más cálido está representado por la estación de Tarapoto, donde los promedios anuales más altos de temperatura alcanzan valores entre 27.1°C (diciembre) y 27.3°C (diciembre y enero) respectivamente, siendo su oscilación media anual estrecha, que alcanza valores entre 1.5°C y 1.9°C a lo largo del año.

La ciudad de Tarapoto presenta una temperatura máxima de 35°C, y la temperatura mínima registrada es de 13.3°C, con un promedio de 26.2°C.

1.2.1.5.4 Vientos

Este factor climático presenta una característica especial dentro de la zona en estudio: La estación de Tarapoto, registra un viento persistente de dirección Norte de velocidad media de 3.2 km/h, y en menor porcentaje de dirección Sur con velocidad media de 6.3 km/h, durante todo el año.

No se descarta, la ocurrencia esporádica de vientos fuertes y acompañados por fuertes precipitaciones, de consecuencias funestas.

1.2.1.5.5 Humedad relativa

La estación de Tarapoto tiene los promedios más bajos: 77%; mientras que la estación de El Porvenir registra los valores más altos: 80% a 86%.

1.2.1.6 Geología

INDECI (2010), indica que la estratigrafía de las zonas de Tarapoto, Morales y la Banda de Shilcayo está comprendida en la era cenozoica y en el sistema cuaternario, la cual está formada por depósitos aluviales, fluviales, talud de escombros y suelos residuales, compuestas por limos, arcillas, y gravas inconsolidados. Los depósitos aluviales están constituidos principalmente por bloques de arenisca, cuyas aristas desgastadas son muestra de su resistencia a la meteorización y disgregación; generalmente englobadas o rellenas de una matriz areno – limosa, limo arcillosa no plástica o baja plasticidad, que en conjunto se pueden constituir en buenos acuíferos o reservorios de aguas subterráneas.

Los depósitos residuales son de naturaleza arcillosa, arcillo – arenosa, areno limosa, de colores marrón rojizo a amarillento, cuya potencia (espesor) es variable alcanzando los 20 m. sobre todo en rocas.

1.2.1.7 Topografía del área de estudio

La topografía que presenta el área de estudio es lo siguiente: la saturación del suelo por las precipitaciones, la cual arrastra sedimentos por escorrentía de acuerdo a las formaciones geológicas de la zona, una topografía plana en su gran mayoría y con pequeños desniveles que permite la lenta evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales que se produce en la localidad en temporada de lluvia.

1.2.1.8 Hidrografía

La ciudad de Tarapoto, Morales y la Banda de Shilcayo se encuentra ubicada en la red hidrográfica de la cuenca del Cumbaza. Constituida por el río Cumbaza, como eje principal, siendo sus afluentes principales por la margen izquierda el río Shilcayo y las quebradas Ahuashiyacu y Pucayacu, y por la margen derecha la quebrada Shupishiña. El caudal de estos cuerpos de agua es muy variables durante todo el año y dependen de la intensidad de las lluvias. Así mismo, el cambio climático está generando variación en la intensidad y temporalidad de las precipitaciones, reportándose meses de sequía y precipitaciones no acordes a los registros históricos.

Tabla 3

Cuenca del Cumbaza

Cuencas	Ha.	%
Microcuenca del Cumbacillo	2345	4.11
Microcuenca Yuracillo	421	0.74
Microcuenca Atunquebrada	471	0.82
Microcuenca Curiyacu	909	1.59
Microcuenca Cachiyacu	1683	2.95
Microcuenca Maquihui	1272	2.23
Microcuenca Sedanillo	833	1.46
Microcuenca del Shilcayo	3417	5.98
Microcuenca del Ahuashiyacu	3575	6.26
Microcuenca del Pucayacu	6219	10.89
Microcuenca del Shucshuyacu	2883	5.05
Microcuenca del Chunchiwi	884	1.55
Microcuenca Poloponta	737	1.29
Microcuenca del Incato	728	1.27
Microcuenca del Shupishiña	9768	17.10
Otros	20975	36.75
Total cuenca del Cumbaza	57120	100.00

Fuente: MEZO ZEE CUMBAZA 2007

1.3 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema

1.3.1 Antecedentes del problema

Se pudo observar en el Asentamiento Humano San Juan, que la gran mayoría de sus viviendas presentan fisuras en los muros, esta patología se debe a muchos factores, ya sea por efectos climáticos, un mal uso de la vivienda, y lo más importante, el cambio de las propiedades de los suelos, ya que el menor esfuerzo de tracción que se produce en el asentamiento generará una fisura, causando problemas durante su vida útil.

A lo largo del recorrido en el área delimitada, preguntaba a los moradores las particularidades que presentan estos suelos, y en su mayoría respondieron que el suelo es duro y que resiste la edificación. En pocas palabras, la gente desconocía acerca de un estudio adecuado de Mecánica de Suelos y el costo de dicho estudio no está al alcance de sus posibilidades.

De esta manera que es vital importancia realizar el estudio de Mecánica de Suelos para conocer el tipo, características y las propiedades que presenta dicho suelo en la cual se va a edificar, dichos estudios conlleva a determinar los valores de la capacidad de carga o capacidad portante del suelo, la cual nos permitirá tomar criterios para el diseño de la cimentación acorde al tipo de estructura a edificar.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores señaladas, se ha tomado la decisión de realizar la presente tesis con la finalidad de brindar información a la Municipalidad Distrital de la Banda de Shilcayo facilitando al desarrollo de la comunidad para una construcción más segura y eficiente, de esa manera mejorando la calidad de vida de la población beneficiada.

1.3.2 Planteamiento del problema

Debido al incremento de la población en el Asentamiento Humano San Juan, se da la necesidad de construir más viviendas o ampliar el número de pisos de la misma, muchas veces sin tener en consideración del estudio de Mecánica de Suelos, con la finalidad de ahorrar un poco de recurso económico con tal de poder edificar su vivienda o local comercial.

Es por ello que implica a realizar un estudio de suelos. Al no realizarlos trae consigo inseguridad frente a algún sismo e incluso ante una situación premeditada de la naturaleza.

Si bien es cierto, hacer un estudio de Mecánica de Suelos no es económicamente barato, es por ello que este proyecto de investigación denominado: **“Zonificación de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento Humano San Juan – Distrito de la Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín”** será de gran ayuda de gestión para el Municipio Distrital de la Banda de Shilcayo.

Dichos resultados nos brindará la información necesaria para determinar los valores de la capacidad portante. De acuerdo a estos valores serán analizados para determinar la zonificación de capacidad de carga, la cual será una gran herramienta para tomar criterios en el diseño de la cimentación de acuerdo al tipo de estructura que se quiera edificar en la localidad.

1.3.3 Delimitación del problema

Debido al incremento poblacional en la zona, por una mejora calidad de vida. se van construyendo viviendas o la remodelación de la misma aumentando el número de pisos, de forma informal debido a que el estudio de Mecánica de Suelos no está al alcance de su bolsillo, a pesar que ahora es exigente dicho estudio, construyendo de esa manera de forma empírica, sin la supervisión de un profesional calificado.

Es por ello, frente a esta problemática que se presenta en el área delimitada, dicho proyecto abarca la determinación de los valores de la capacidad portante del suelo, realizando un total de 26 calicatas distribuidas en todo el sector, de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, no sin antes hacer la exploración correspondiente, durante la excavación se realizarán la extracción de las muestras y transportarlas al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de nuestra Alma Mater para los ensayos respectivos.

El área de estudio delimitado comprende o está referenciado por 08 hitos (Calicatas) que son: C – 01, C – 03, C – 06, C – 07, C – 12, C – 22, C – 24 y C – 26, tal como se muestra en la siguiente figura.



Figura 3. Perímetro Delimitado. (Fuente Google Earth adaptada por el autor.)

Se dará a conocer las coordenadas de cada hito (Calicata) anteriormente mencionados:

Tabla 4

Coordenadas de los hitos del área de estudio

Hito N°	Coordenadas UTM		Altitud (m)	Descripción
	Este	Norte		
C - 01	350932	9281535	326.00	Calicata
C - 03	350890	9281456	317.00	Calicata
C - 06	350750	9281287	316.00	Calicata
C - 07	350682	9281334	321.00	Calicata
C - 12	350890	9281590	330.00	Calicata
C - 22	350794	9281714	331.00	Calicata
C - 24	350679	9281610	334.00	Calicata
C - 26	350534	9281512	323.00	Calicata

Fuente: Elaboración propia.

1.3.4 Formulación del problema

Dado la realidad que se observa en la localidad, conlleva a realizar el estudio de Mecánica de Suelos, este estudio nos proporcionará los parámetros necesarios para el cálculo y al mismo tiempo elaborar el mapa de zonificación de capacidad portante del suelo, se plantea y se responde la siguiente interrogante: **¿Cuáles son los valores de la capacidad portante del suelo y qué tipo de cimentación es recomendable en el Asentamiento Humano San**

Juan – Distrito de la Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Elaborar un mapa de zonificación de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento Humano San Juan – Distrito de la Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín.

1.4.2 Objetivos específicos

Determinar la cantidad de puntos de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

Realizar las excavaciones a cielo abierto (Calicata) para la exploración, extracción y traslado de las muestras del suelo.

Realizar los ensayos de Mecánica de Suelos según la Norma Técnica Peruana (NTP) aplicable a las Técnicas de Investigación Artículo 10 de la Norma E.050.

Determinar las propiedades físicas – mecánicas y parámetros del suelo.

Elaborar el perfil estratigráfico del suelo en estudio.

Determinar los valores de la capacidad portante del suelo del área de estudio.

Zonificar la capacidad portante de los suelos de la localidad del Asentamiento Humano San Juan.

1.5 Justificación de la investigación

Justificación Teórica: Mediante el estudio de Mecánica de Suelos, nos permitirá dar a conocer las propiedades físicas – mecánicas y los parámetros para determinar los valores de la capacidad portante la cual nos permitirá realizar la zonificación en la que está basada este proyecto de investigación.

Justificación Técnica: Debido a la falta de información con respecto al estudio de Mecánica de Suelos y, por ende, los valores de la capacidad portante del suelo en el Asentamiento

Humano San Juan, trae como consecuencia a fallas estructurales como por ejemplo, el asentamiento, esto se debe a que dicha estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación y esto con el paso del tiempo generará fisuras en la estructura a tal punto que ésta deberá ser demolido.

Es por ello, la importancia de realizar dicho estudio, a fin de prevenir los problemas ya mencionados, maximizando la seguridad durante la vida útil de la estructura.

Justificación Práctica: Teniendo la cantidad de puntos y distribuidos en la zona de estudio de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones ya especificados en puntos anteriores, se procede a la exploración de suelos, extracción y traslado de las muestras al Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín, para relocalización de los ensayos necesarios para el desarrollo del presente proyecto, que servirá de mucha ayuda a la Municipalidad Distrital de la Banda de Shilcayo.

1.6 Delimitación de la investigación

El presente proyecto de investigación, está orientado a determinar los valores de la capacidad portante del suelo dentro del área delimitada en el Asentamiento Humano de San Juan, perteneciente al Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín y Región San Martín.

1.7 Marco teórico o fundamentación teórica de la investigación

1.7.1 Antecedentes de la investigación

Para la elaboración de la presente tesis, se ha revisado material bibliográfico y trabajos, que permite tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, siendo como sigue:

Lara Montani (1991), en su tesis denominada: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LAS CIUDADES DE MOYOBAMBA, RIOJA Y SORITOR, manifiesta en una de sus conclusiones, para que los suelos sean considerados de condición habitable, el valor de la capacidad de carga admisible debe estar en el rango de $0.50 - 1.50 \text{ kg/cm}^2$, y para que un suelo esté en condiciones críticas, el valor de la capacidad de carga admisible debe ser inferior a 0.50 kg/cm^2 , como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5

Conclusiones de tesis

Zona	Suelo Predominante*	Q_{ad} (kg/cm²)	N.F.	T_s	Condición
I	CH - CL	1.00 - 1.50	>0.60	0.35 - 0.40	Habitable
II	CL - SC	0.50 - 1.00		0.40 - 0.50	
III	SC - SM	<0.50			
IV	SC - SM	-	>0.40	-	Crítica
V	SM	<0.20	<0.50	0.45 - 0.55	

*Suelo predominante, se refiere al que existe a la profundidad activa de la cimentación supuesta (1 – 4m).
Fuente: Lara M. José Luís, “Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor”, 1994.

Medina Seminario (2002), en su proyecto de investigación “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS TEORÍAS DE CAPACIDAD PORTANTE POR CORTE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES”, sostiene lo siguiente: El marco base para las soluciones de la capacidad portante de los suelos, es la teoría de la elasticidad y plasticidad, cuyas hipótesis simplificadas permiten el desarrollo de las soluciones planteadas por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, caracterizándose por su generalidad y aplicabilidad a diversas condiciones de cimentación.

Casma Carhuayo (2007), realizó: “ESTUDIOS DE SUELOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE JUZGADOS DE PAZ LETRADOS EN COMISARÍAS EN LA ZONAS DE FRONTERA – COMISARÍA DE HUANCABAMBA”, por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas “a cielo abierto”, ensayos de laboratorio a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo. Donde se concluye que en base al Perfil Estratigráfico, el subsuelo del área de estudio es homogéneo en profundidad, estando conformado por grava limosa (GM) y recomienda que el tipo de cimentación a utilizar sea cimientos corridos y zapatas, para evitar los asentamientos diferenciales.

INDECI (2010), según el estudio “MAPA DE PELIGROS DE LAS CIUDADES DE TARAPOTO, MORALES Y LA BANDA DE SHILCAYO”, sostiene que, los tipos de suelos que se presentan en la zona I, son del tipo CL: Arcillas de baja plasticidad, ubicados

en el sector la planicie y Loma Linda. En Tarapoto, el sector Tarapotillo, La Hoyada, Partido Alto, Comercio y Los Jardines. En la Banda de Shilcayo, entre el Jr.: Las Palmeras por el Norte, por el NE. con la zona de expansión y por el Sur con la Marginal Sur.

Chura Arocutipa (2012), en su tesis para optar el Grado Académico de Maestro en Ciencias, denominado: “EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE UN PLAN DE GESTIÓN DEL RIESGO DE ORIGEN SÍSMICO EN EL DISTRITO DE CIUDAD NUEVA – TACNA”, en una de sus conclusiones sostiene que, el peligro sísmico en el distrito de Ciudad Nueva es de un nivel alto, por las condiciones de estar ubicado en una región de alta sismicidad, el tipo de suelo de cimentación conformado por suelos areno limosos de baja capacidad portante en rangos de $0.30 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$ y la topografía de la zona definido por un relieve plano en el centro urbano, topografía en pendiente en las laderas del cerro Intiorko y topografía ondulada en el cauce seco de río.

Hernando Tavera (2012), realizó el estudio de: “ZONIFICACIÓN SÍSMICA – GEOTÉCNICA DEL ÁREA URBANA DE CARAPONGO LURIGANCHO – CHOSICA”, donde se concluye de acuerdo a las 10 calicatas ejecutadas y con el respectivo análisis de las muestras extraídas realizadas en laboratorio han permitido identificar para el área urbana de Carapongo, la presencia de hasta 7 tipos de suelos, los mismos que ha sido caracterizado de acuerdo a la clasificación SUCS. Los suelos ubicados en el extremo Oeste, Asociación de Vivienda El Portillo, Urb. Las Terrazas de Caraponguillo, Asociación María Magdalena, Asociación Nuevo Horizonte y C.P. Virgen del Carmen presentan capacidad portante media ($1.50 - 2.50 \text{ kg/cm}^2$) en un 70% del área total. En el A.H. Las Praderas de Huachipa, Urb. San Antonio de Carapongo, Asociación Campo Sol, Universidad Peruana Unión y en la Villa Chabelita, los valores de la capacidad portante es baja ($1.00 - 1.50 \text{ kg/cm}^2$).

Briones Alva, Irigoin Gonzales (2015), realizaron la tesis denominada: “ZONIFICACIÓN MEDIANTE EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES EN LA EXPANSIÓN URBANA DEL ANEXO LUCMACUCHO ALTO – SECTOR LUCMACUCHO, DISTRITO DE CAJAMARCA”, sostienen que, la hipótesis de la investigación ha sido demostrada: el Anexo Lucmacucho Alto se zonifica como un suelo limoso, arcilloso, arenoso. Considerando la capacidad portante como baja dentro de los siguientes rangos ($0.00 - 0.50 \text{ kg/cm}^2$ y $0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$) y la capacidad portante como media ($1.00 - 1.50 \text{ kg/cm}^2$) y alta ($2.00 - 2.50 \text{ kg/cm}^2$).

1.7.2 Bases teóricas

1.7.2.1 Definición de Suelo

Braja M. Das, nos define al suelo como “El agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas”.

Crespo Villalaz, lo define de la siguiente manera, “Se llama suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua”.

Donald W. Taylor, sostiene que, “El término suelo, tal y como es usado por los ingenieros y como se ha adoptado en mecánica de suelos, cubre una mayor extensión y variedad de materiales que el mismo término cuando es usado por los legos, o bien en la forma definida por agrónomos. Para el agrónomo, el suelo es la capa donde predominan las actividades orgánicas y que permite el desarrollo de la vida vegetal. También para el geólogo, el suelo es el material de la zona superficial relativamente delgada dentro de la cual se encuentran raíces. De acuerdo con el concepto de ingeniería más amplio, se considera que los suelos incluyen todos los materiales terrosos, orgánicos e inorgánicos que se encuentran en la zona o capa directamente encima de la corteza rocosa de nuestro planeta”.

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, sostienen que, “La palabra suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo”.

Peter L. Berry, David Reid, nos indican que, “El lecho rocoso relativamente inalterado, está cubierto por una acumulación de materiales sin cementación o muy poco cementados, a menudo de naturaleza y espesor altamente variables; este es el material que los ingenieros llaman suelo”.

Martínez Quiroz, Enrique N, nos define al suelo de la siguiente manera: “Es el estrato o estratos sueltos de material sin consolidar provenientes de la meteorización y descomposición de la roca. Es una mezcla de partículas sólidas, líquidas y gaseosas. Es una pequeña capa formada por la desintegración y descomposición de los últimos niveles de la

corteza terrestre de nuestro planeta tierra”.

1.7.2.2 Definición de mecánica de suelos

Campos Rodríguez, Guardia Niño de Guzmán, nos indican que, “La mecánica de suelos es la rama de la ciencia que estudia las propiedades físicas de los suelos y el comportamiento de las masas de suelo sujetas a distintos tipos de fuerzas”.

María Graciela Fratelli, sostiene que, “Es la ciencia que investiga la naturaleza y comportamiento de la masa del suelo, formada por la unión de las partículas dispersas de variadas dimensiones y constituye una especialidad de la geomecánica que engloba la mecánica de las rocas y de los suelos formados por sustancias minerales y orgánicas”.

Crespo Villalaz, nos indica que, “La mecánica de suelos es la rama de la Mecánica que trata de la acción de las fuerzas sobre la masa de los suelos”.

Karl Terzaghi, sostiene que, “La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica”.

La mecánica de suelos incluye:

Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basando en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.

Investigación de las propiedades físicas de los suelos.

Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

1.7.2.3 Origen del suelo

1.7.2.3.1 Agentes generadores de suelos

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, nos indican que: “La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados”. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos:

Desintegración Mecánica: Se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos, las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Descomposición Química: Se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición.

1.7.2.3.2 Clases de suelos

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, clasifica a los suelos en:

Suelos Residuales: Son productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados residuales.

Suelos Transportados: Los suelos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina transportados.

1.7.2.3.3 Estructura y textura de los suelos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que:

Estructura: Definimos como estructura a la propiedad de los suelos que produce una respuesta a los cambios exteriores y solicitaciones tales como el agua, cargas (edificios, pavimentos, etc.) respectivamente. Esta propiedad involucra tanto el arreglo geométrico de las partículas como a las fuerzas que están sobre ellas, involucra conceptos como gradación, arreglo, vacíos, fuerzas ligantes y fuerzas eléctricas asociadas.

Textura: Es la apariencia superficial, depende del tamaño, forma y graduación de las partículas.

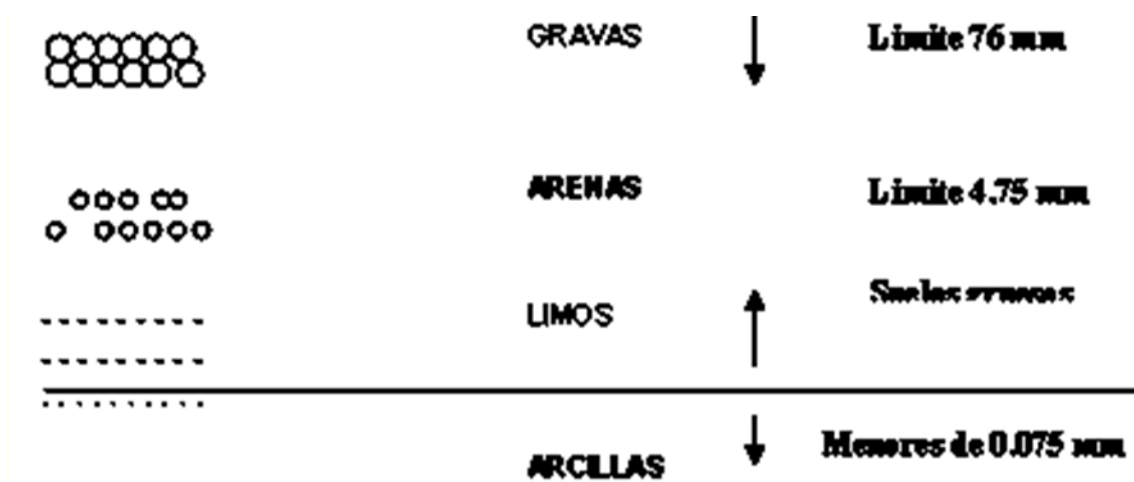


Figura 4. Esquema de la estructura y textura de los suelos. (Fuente: Enrique N. Martínez Quiroz, 2003.)

Estructuras de suelos gruesos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos describe que en este tipo de estructuras predominan las fuerzas gravitacionales, depende en gran medida de la forma de las partículas, de su tamaño y de cómo están organizadas. Así su resistencia o comportamiento hidráulico se ven gradualmente afectados por circunstancias tales como la orientación de las partículas o la cantidad de vacíos existentes en su masa.

En la figura se muestra el arreglo de sus partículas. Del gráfico (a) se observa el arreglo denominado estado más suelto y en el (b) se observa el arreglo denominado estado más compacto.

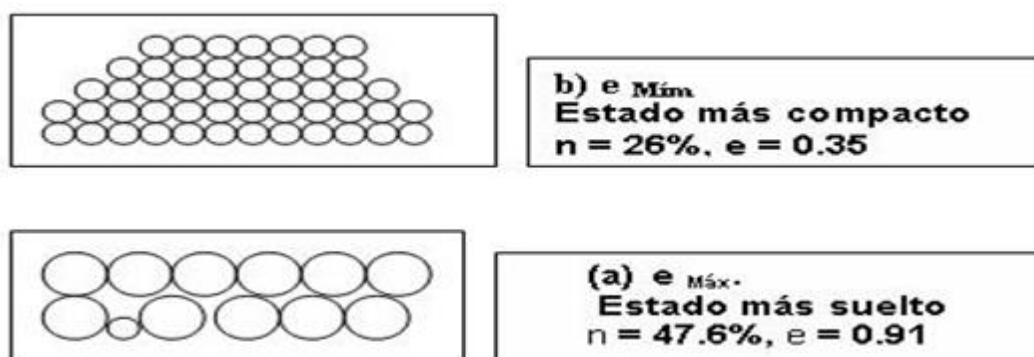


Figura 5. Acomodo de las partículas del suelo. (Fuente: Enrique N. Martínez Quiroz, 2003.)

Estructuras de suelos cohesivos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que, el conocimiento de la composición interna de las láminas de arcilla es más importante a nivel básico que a nivel ingenieril, sin embargo es útil comprender su composición a fin de establecer su comportamiento.

Investigadores recientes, señalan el ambiente electroquímico, que existe en el agua, en el momento de la formación del suelo como el factor más influyente en su futuro comportamiento y la sedimentación individual de tales estructuras, produce las denominadas estructuras: Floculenta, Panaloide, Castillo de naipes y Dispersa.

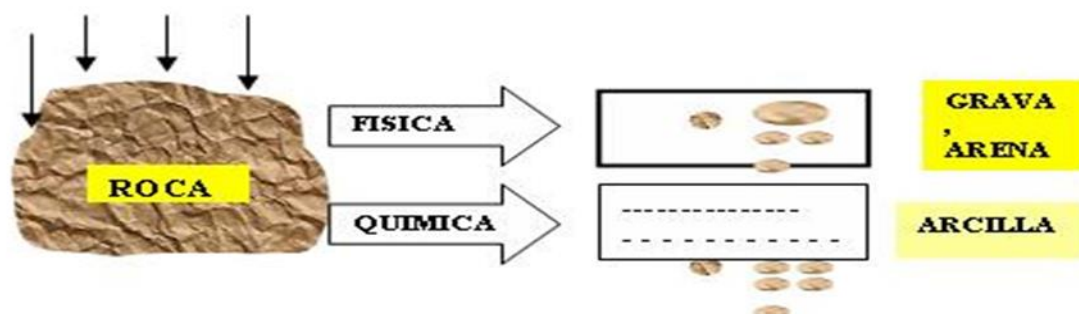


Figura 6. Esquema de la estructura de los suelos cohesivos. (Fuente: Enrique N. Martínez Quiroz, 2003.)

1.7.2.3.4 Minerales arcillosos

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, nos indican lo siguiente: “Partiendo de los numerosos minerales (principalmente silicatos) que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, los agentes de descomposición química llegan a un producto final: la arcilla”.

El comportamiento mecánico de las arcillas se ve decisivamente influido por su estructura en general y constitución mineralógica en particular.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen, casi siempre, una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de tales láminas: la silícica y la aluminica.

La primera está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno, disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro, tal como se indica la Figura 7 (a). Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales, sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros.

Un esquema de una unidad hexagonal aparece en la Figura 7 (b). Las unidades hexagonales repitiéndose indefinidamente, constituyen una retícula laminar.

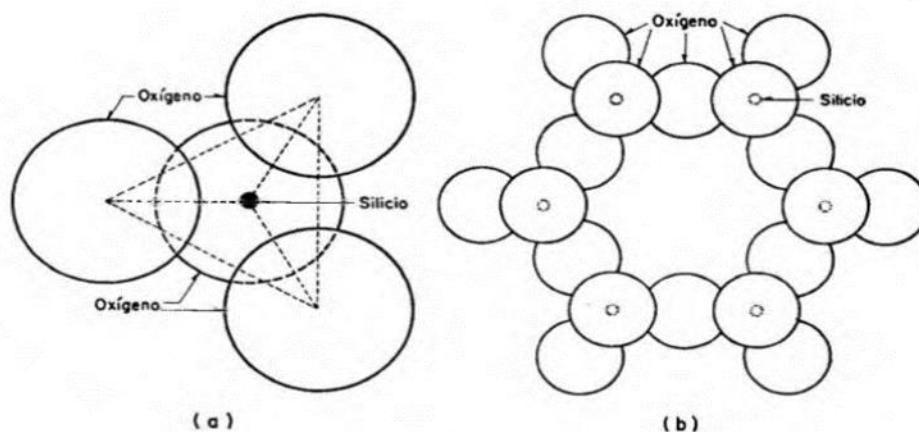


Figura 7. Esquema de la estructura de la lámina silícica. (Fuente: Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, 1973.)

Las láminas alumínicas están formadas por retículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor, tal como aparece esquemáticamente dibujado en la Figura 8.

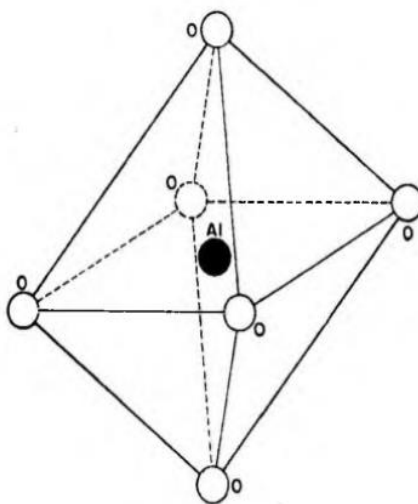


Figura 8. Esquema de la estructura de la lámina alumínica. (Fuente: Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, 1973.)

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, también describe: De acuerdo con su estructura reticular, los minerales de arcilla se encasillan entre grandes grupos:

Caolinitas

Están formadas por una lámina silícica y otra alumínica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de moléculas de agua entre ellas (adsorción).

En consecuencia, las arcillas caoliníticas serán relativamente estables en presencia del agua.

Montmorilonitas

Están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que se traduce, macrofísicamente, en una expansión.

Ilitas

Están estructuralmente análogamente que las montmorilonitas, pero su constitución interna manifiesta tendencia a formar grumos de materia, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen; por ello, su expansividad es menor que la de las montmorilonitas y, en general, las arcillas ilíticas, se comportan mecánicamente en forma más favorable para el ingeniero.

1.7.2.3.5 Principales propiedades de los suelos

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos describe las siguientes propiedades:

Estabilidad volumétrica: Los cambios de humedad son la principal fuente: Se levantan los pavimentos, inclinan los postes y se rompen tubos y muros.

Resistencia mecánica: La humedad la reduce, la compactación o el secado la eleva. La disolución de cristales (arcillas sensitivas), baja la resistencia.

Permeabilidad: La presión de poros elevada provoca deslizamientos y el flujo de agua, a través del suelo, puede originar tubificación y arrastre de partículas sólidas.

Durabilidad: El intemperismo, la erosión y la abrasión amenazan la vida útil de un suelo, como elemento estructural o funcional.

Compresibilidad: Afecta la permeabilidad, altera la magnitud y sentido de las fuerzas ínter partículas, modificando la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y provocando desplazamientos.

Las propiedades mencionadas anteriormente se pueden modificar o alterar de muchas formas: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición

de estabilizantes (cal, cemento, asfalto, sales, etc.).

1.7.2.3.6 Relaciones volumétricas y gravimétricas

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, nos indica que, en un suelo se distinguen tres fases: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida). La fase líquida formada por el agua libre específicamente, aunque en el suelo pueden existir otros líquidos de menor significación. La fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s). Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, sólida y líquida.

Es importante considerar las características morfológicas de un conjunto de partículas sólidas, en un medio fluido. Eso es el suelo. Las relaciones entre las diferentes fases del suelo (sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras. Las relaciones entre las fases del suelo tienen una amplia aplicación en la Mecánica de Suelos para el cálculo de esfuerzos o presiones. La relación entre las fases, la granulometría y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar el suelo y estimar su comportamiento.

Modelar el suelo es colocar fronteras que no existen. El suelo es un modelo discreto y eso entra en la modelación con dos parámetros, e y n (relación de vacíos y porosidad), y con las fases. El agua adherida a la superficie de las partículas, entra en la fase sólida. En la líquida, sólo el agua libre que podemos sacar a 105 °C cuando, después de 24 o 18 horas, el peso del suelo no baja más y permanece constante.

1.7.2.3.7 Fases del suelo

Enrique Napoleón Martínez Quiroz, sostiene que, en el suelo puede observarse la existencia

de una fase sólida formada por las partículas minerales, una fase líquida que sería el agua intersticial libre y una parte gaseosa que reúne al aire o vapores producto de la descomposición orgánica atrapados entre los sólidos. En mecánica de suelos, se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto del peso específico.

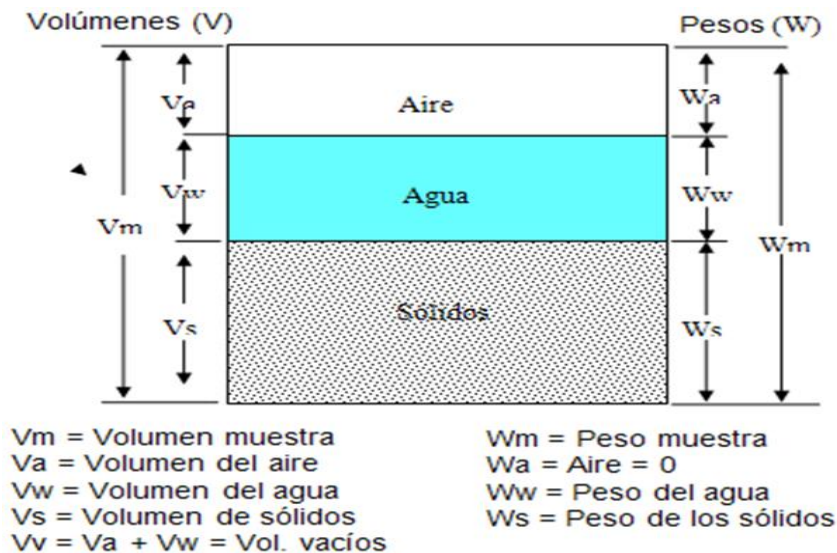


Figura 9. Esquema de las fases del suelo. (Fuente: Enrique N. Martínez Quiroz, 2003.)

Fases, volúmenes y pesos

Duque Escobar, Escobar Potes, nos describen que en el modelo de fases, se separan volúmenes V y pesos W así: Volumen total (V_T), volumen de vacíos (V_V) (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos (V_S), volumen de aire (V_A) y volumen de agua (V_W). Luego:

$$V_T = V_V + V_S \quad (1)$$

Y

$$V_V = V_A + V_W \quad (2)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que $W_A = 0$. El peso total del espécimen o muestra W_T es igual a la suma del peso de los sólidos W_S más el peso del agua W_W ; esto es:

$$W_T = W_S + W_W \quad (3)$$

Relaciones de volumen: η , e , D_R , S , C_A

Porosidad (η)

Se define como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso $0 < \eta < 100\%$ (se expresa en %). En un sólido perfecto $\eta = 0$; en el suelo $\eta \neq 0$ y $\eta \neq 100\%$.

$$\eta = \frac{V_V}{V_T} * 100(\%) \quad (4)$$

Relación de vacíos (e)

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser $e > 1$ y alcanzar valores muy altos. En teoría $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (5)$$

Densidad relativa (D_R) (o compactidad relativa)

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar. Además $0 \leq D_R \leq 1$, siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y $D_R \approx 1$ y menor cuando está suelto y $D_R \approx 0$.

$$D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (6)$$

Grado de saturación (S)

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que $0 \leq S \leq 100\%$.

Físicamente en la naturaleza $S \neq 0\%$, pero admitiendo tal extremo, $S = 0\% \Rightarrow$ suelo seco y $S = 100\% \Rightarrow$ suelo saturado.

$$S = \frac{V_W}{V_V} * 100(\%) \quad (7)$$

Contenido de aire (C_A)

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo. $0 \leq C_A \leq 100\%$. En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua $C_A = 0$ y en el suelo seco, por aire $C_A = 100\%$.

Naturalmente, $S + C_A = 100\%$.

$$C_A = \frac{V_A}{V_V} * 100 \quad (8)$$

Contenido de humedad (ω)

Es la relación, en %, del peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El valor teórico del contenido de humedad varía entre: $0 \leq \omega \rightarrow \infty$. En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%.

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} * 100 \text{ (en \%)} \quad (9)$$

Peso específico aparente (γ_m)

Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_S + W_\omega}{V_m} \quad (10)$$

Peso específico del agua (γ_w)

$\gamma_o = \gamma_w \rightarrow$ En condiciones prácticas.

Peso específico del agua destilada (γ_o): a 4°C y a P.A. n. m. en sistemas derivados del métrico decimal es igual a 1 o a una potencia de 10.

Peso específico de los sólidos (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (11)$$

$$2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr/cm}^3$$

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas y secas en el horno o estufa y el peso específico relativo de los suelos.

Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones volumétricas y gravimétricas para poder determinar otras magnitudes en términos de estas.

Peso específico relativo: Viene a ser la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua destilada a 4°C y sujeta a una atmósfera de presión.

Peso específico relativo de la muestra (S_m)

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \quad (12)$$

Peso específico relativo de los sólidos (S_s)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (13)$$

1.7.2.3.8 Distribución del tamaño de partículas

Braja M. Das, sostiene que, independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado. La Tabla 6, muestra los límites de tamaño de suelo separado desarrollados por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos. En esta tabla, el sistema MIT se presenta únicamente para fines ilustrativos porque juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de suelo separado. En embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado.

Tabla 6

Límites de tamaño de suelos separados

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Braja M. Das, 2001.

1.7.2.3.9 Clasificación de suelos

Braja M. Das, nos indica que, los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada. En la actualidad, dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS)

1.7.2.3.9.1 Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS)

Duque Escobar, Escobar Potes, nos indican que, el Sistema de Clasificado Unificado de Suelos USCS (United Soil Classification System), designación ASTM D – 2487, originalmente fue desarrollado por A. Casagrande (1948) para la construcción de aeródromos durante la segunda guerra mundial. Este sistema de clasificación fue posteriormente modificado en 1952 por el mismo autor y el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos quienes hicieron que este sistema sea más aplicable a los propósitos ingenieriles.

El sistema de clasificación USCS está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande (1932).

1.7.2.3.9.1.1 Características del Sistema de Clasificación Unificado (ASTM D – 2487)

Duque Escobar, Escobar Potes, nos indican que, clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo.

Suelos de grano grueso: Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés “Gravel” y S para la arena o suelo arenoso del inglés “Sand”.

Suelos de grano fino: Son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del sueco “mo y maja”,

C para arcilla inorgánica del inglés “Clay”.

Suelos orgánicos: Son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés “Organic”.

Turbas: El símbolo Pt se usa para las turbas del inglés “peat”, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Presenta las siguientes definiciones, según el tamaño y naturaleza de las partículas del suelo:

Cantos rodados: Partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 12” (300 mm).

Guijarros: Partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 12” (300 mm) y quedan retenidas en un tamiz de 3” (75 mm).

Grava: Partículas de roca que pasan el tamiz de 3” (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa: Partículas que pasan el tamiz de 3” (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz de 3/4” (19 mm).

Fina: Partículas que pasan el tamiz de 3/4” (19 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm).

Arena: Partículas de roca que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa: Partículas que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm).

Media: Partículas que pasan el tamiz N° 10 (2 mm) y son retenidas en el tamiz N° 40 (0.425 mm)

Fina: Partículas que pasan el tamiz N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Arcilla: Suelos que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando seca al

aire. Para su clasificación, una arcilla es un suelo de grano fino, o la porción fina de un determinado suelo, con propiedades plásticas.

Limo: Suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), de naturaleza no – plástica o ligeramente plástica y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire. Para su clasificación, un limo es un suelo de grano fino o la porción fina de un determinado suelo, con ninguna o muy poca plasticidad.

Arcilla orgánica: Es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, una arcilla orgánica es un suelo que es clasificado como arcilla, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado.

Limo orgánico: Es un limo con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, un limo orgánico es un suelo que es clasificado como limo, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado.

Turba: Es un suelo compuesto principalmente de materia vegetal en diferentes estados de descomposición, usualmente con olor orgánico, color entre marrón oscuro a negro, consistencia esponjosa, y contextura que varía de fibrosa hasta amorfa.

Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

W: Bien gradado del inglés “Well graded”.

P: Mal gradado del inglés “Poorly graded”.

L: Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés “Low plasticity”.

H: Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés “High plasticity”.

Con los prefijos y sufijos anteriormente mencionados se pueden hacer combinaciones que ayudan a describir de mejor manera el suelo en cuestión, por ejemplo a una arena S, si tuviera la característica de estar bien gradada será SW, de la misma manera un limo M, con una alta plasticidad se simboliza MH.

Un símbolo doble: Corresponde a dos símbolos separados por un guión, e.g. GP – GM, SW – SC, CL – ML, los cuales se usan para indicar que el suelo tiene propiedades de dos grupos. Estos se obtienen cuando el suelo tiene finos entre 5 y 12% o cuando las coordenadas del límite líquido y el índice de plasticidad caen en el área sombreada CL – ML de la carta de plasticidad.

La primera parte del doble símbolo indica si la fracción gruesa es pobremente o bien gradada.

La segunda parte describe la naturaleza de los finos. Por ejemplo, un suelo clasificado como un SP – SM, significa que se trata de una arena pobremente gradada con finos limosos entre 5 y 12%. Similarmente un GW – GC es una grava bien gradada con algo de finos arcillosos que caen encima la línea A.

En la Tabla 7 se muestra una evaluación de las propiedades de los suelos en base a sus símbolos de grupo. Esta tabla es de mucha utilidad para poder saber que suelos son los que mejor comportamiento ofrecen para el uso en las diferentes obras civiles.

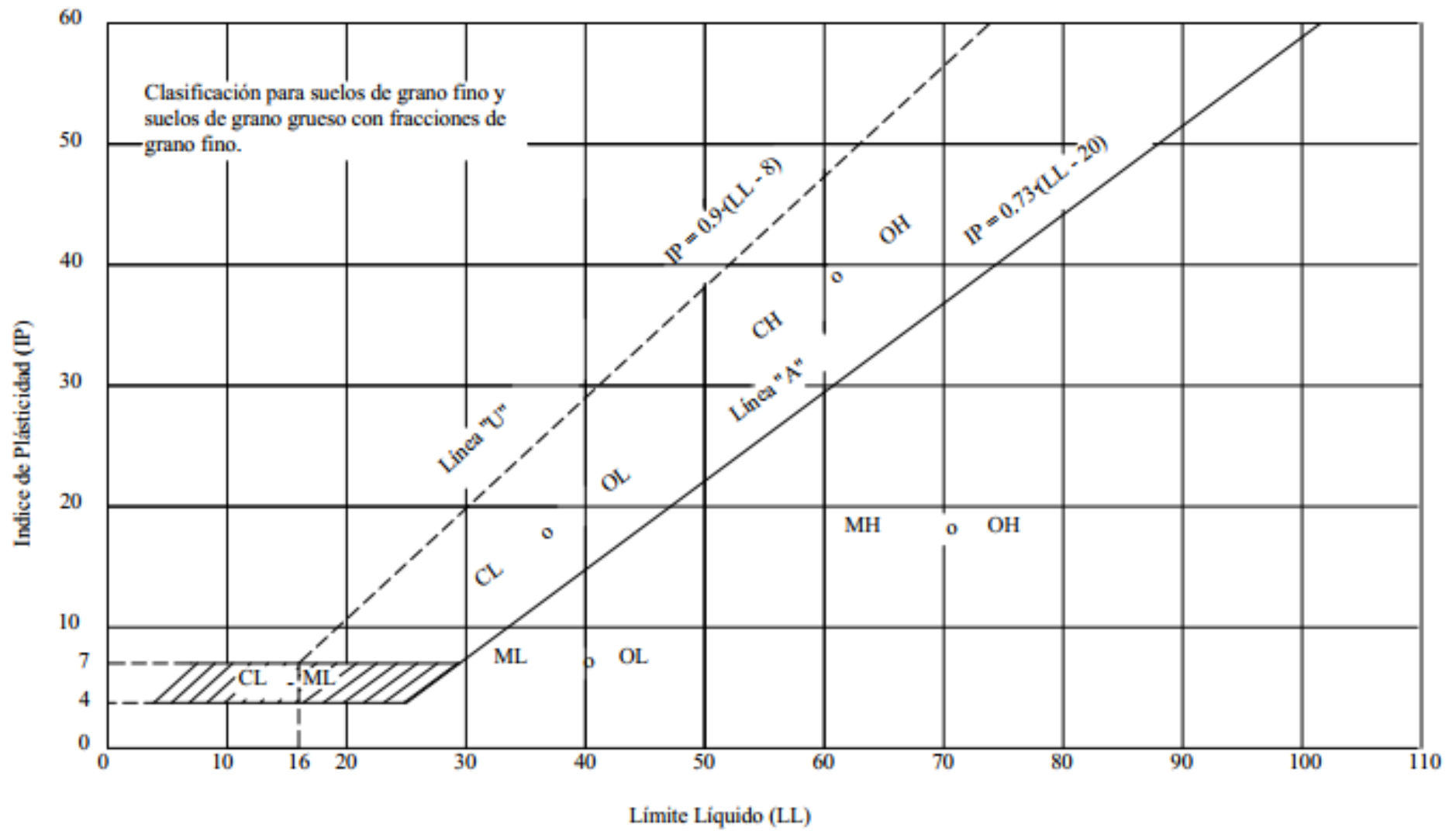


Figura 10. Carta de plasticidad. (Fuente: Norma ASTM, 2003.)

Tabla 7

Evaluación de las propiedades del suelo en base al símbolo de grupo

Símbolo de grupo	Características de compactación	Drenaje y conductividad hidráulica	Valor como material de relleno	Valor como un pavimento, subrasante cuando no hay heladas	Valor como una base granular para pavimento
GW	Bueno	Buen drenaje; permeable	Muy estable	Excelente	Bueno
GP	Bueno	Buen drenaje; permeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Pobre a regular

GM	Bueno	Pobre drenaje; semipermeable	Razonablemente estable	Excelente a bueno	Regular a pobre
GC	Bueno a regular	Pobre drenaje; semipermeable	Razonablemente estable	Bueno	Bueno a regular No conveniente si está sujeto a heladas
SW	Bueno	Buen drenaje; permeable	Muy estable	Bueno	Regular a pobre
SP	Bueno	Buen drenaje; permeable	Razonablemente estable cuando denso	Bueno a regular	Pobre

SM	Bueno	Poco drenaje; impermeable	Razonablemente estable cuando denso	Bueno a regular	Pobre
SC	Bueno a regular	Poco drenaje; impermeable	Razonablemente estable	Bueno a regular	Regular a pobre No conveniente si está sujeto a heladas
ML	Bueno a pobre	Poco drenaje; impermeable	Estabilidad regular Se requiere buena compactación	Regular a pobre	No conveniente
CL	Bueno a regular	No hay drenaje; impermeable	Estabilidad buena	Regular a pobre	No conveniente
OL	Bueno a pobre	Poco drenaje; impermeable	Inestable; No se debería usar	Pobre, no conveniente	No conveniente

MH	Regular a pobre	Poco drenaje; impermeable	Estabilidad de regular a pobre Se requiere buena compactación	Pobre	No conveniente
-----------	-----------------	------------------------------	---	-------	----------------

CH	Regular a pobre	No hay drenaje; impermeable	Estabilidad regular Expansiones, debilitamientos, contracciones, roturas	Pobre a muy pobre	No conveniente
-----------	-----------------	--------------------------------	--	-------------------	----------------

CH	Regular a pobre	No hay drenaje; impermeable	Estabilidad regular Expansiones, debilitamientos, contracciones, roturas	Pobre a muy pobre	No conveniente
-----------	-----------------	--------------------------------	--	-------------------	----------------

OH	Regular a pobre	No hay drenaje; impermeable	Inestable; No debería ser usado	Muy pobre	No conveniente
Pt	No conveniente	Regular a pobre drenaje	No debería ser usado	No conveniente	No conveniente

Fuente: Campos y Guardia, 2005.

1.7.2.3.9.2 Sistema de clasificación AASHTO

Duque Escobar, Escobar Potes, nos indica que, el sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportación Officials) (Designation ASTM D – 3282; método AASHTO M145) es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras. Sin embargo es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de subrasantes de carrteras puede ser muy pobre para otros propósitos.

Este sistema de clasificación está basado en los resultados de la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el límite plástico.

1.7.2.3.9.2.1 Características del sistema de clasificación AASHTO (ASTM D – 3282)

Duque Escobar, Escobar Potes, sostienen lo siguiente, clasifica a los suelos en tres principales categorías:

Suelos granulares: Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es menor o igual al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A – 1, A – 2 y A – 3.

Suelos limo – arcilla o material fino: Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es mayor al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A – 4, A – 5, A – 6 y A – 7.

Suelos orgánicos: Son los suelos que están constituidos principalmente por materia orgánica. Este tipo de suelos constituye el grupo A - 8.

Adopta el siguiente rango de tamaño de partículas:

Cantos rodados: Son fragmentos de roca, usualmente redondeados por abrasión, que son retenidos en el tamiz de 3” (75 mm).

Grava: Es la fracción que pasa el tamiz de 3” (75 mm) y es retenido en el tamiz N° 10 (2 mm).

Arena: Es la fracción que pasa el tamiz N° 10 (2 mm) y es retenido en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

El limo y la arcilla: Son partículas que pasan el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Establece un rango del índice de plasticidad que diferencia a los suelos de los suelos arcillosos.

El término **limoso** es aplicado a la fracción fina del suelo que tiene un índice de plasticidad de 10 o menos.

El término **arcilloso** es aplicado cuando la fracción fina tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

Considera solo la porción de suelo pasa a través del tamiz de 75 mm. Si existieran partículas mayores (guijarros y cantos rodados), estas son excluidas de la muestra de suelo que será clasificado, sin embargo, el porcentaje de ese material debe ser medido y anotado junto con el resultado de la clasificación.

Índice de grupos

Martínez Quiroz, nos indica que, se distingue entre 7 grupos básicos: El mejor suelo para subrasante de carreteras viene clasificado como A -1, le sigue en calidad el A - 2, siendo el A - 7 de peor calidad. Los siete grupos básicos se han dividido en sub grupos con un índice de Grupo (IG), con el fin de aproximar dentro de las valorizaciones del grupo, los índices de grupo van de cero (0) para la mejor subrasante a 20 para pésimas. Los incrementos de valor de los índices de grupo reflejan una reducción en la capacidad de soportar cargas, por el efecto combinado del LL e IP y disminución en el % de material grueso.

El IG se lo obtiene mediante el uso de una fórmula para índice de grupo basado en la granulometría y los límites (LL e IP) del suelo.

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10) \quad (14)$$

F_{200} : Porcentaje que pasa la malla N° 200 expresado en entero positivo.

O también:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \quad (15)$$

$$a = F_{200} - 35$$

$$b = F_{200} - 15$$

$$c = LL - 40$$

$$d = IP - 10$$

Donde:

a = Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 35% expresada como número entero positivo (1 – 40).

b = Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 15% expresada como número entero positivo (1 – 40).

c = Porción numérica del límite líquido mayor de 40 y que no exceda de 30 número entero (1 a 20).

d = Porción numérica del IP mayor de 10 y que no exceda de 30 número entero (1 a 20).

El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número del grupo por ejemplo, A – 6 (7). La clasificación de las subrasantes, en términos del IG es la siguiente:

Excelente..... A – 1 (0)

Buena..... IG de 0 a 1

Regular..... IG de 2 a 4

Mala..... IG de 5 a 9

Muy mala..... IG de 10 a 20 a +

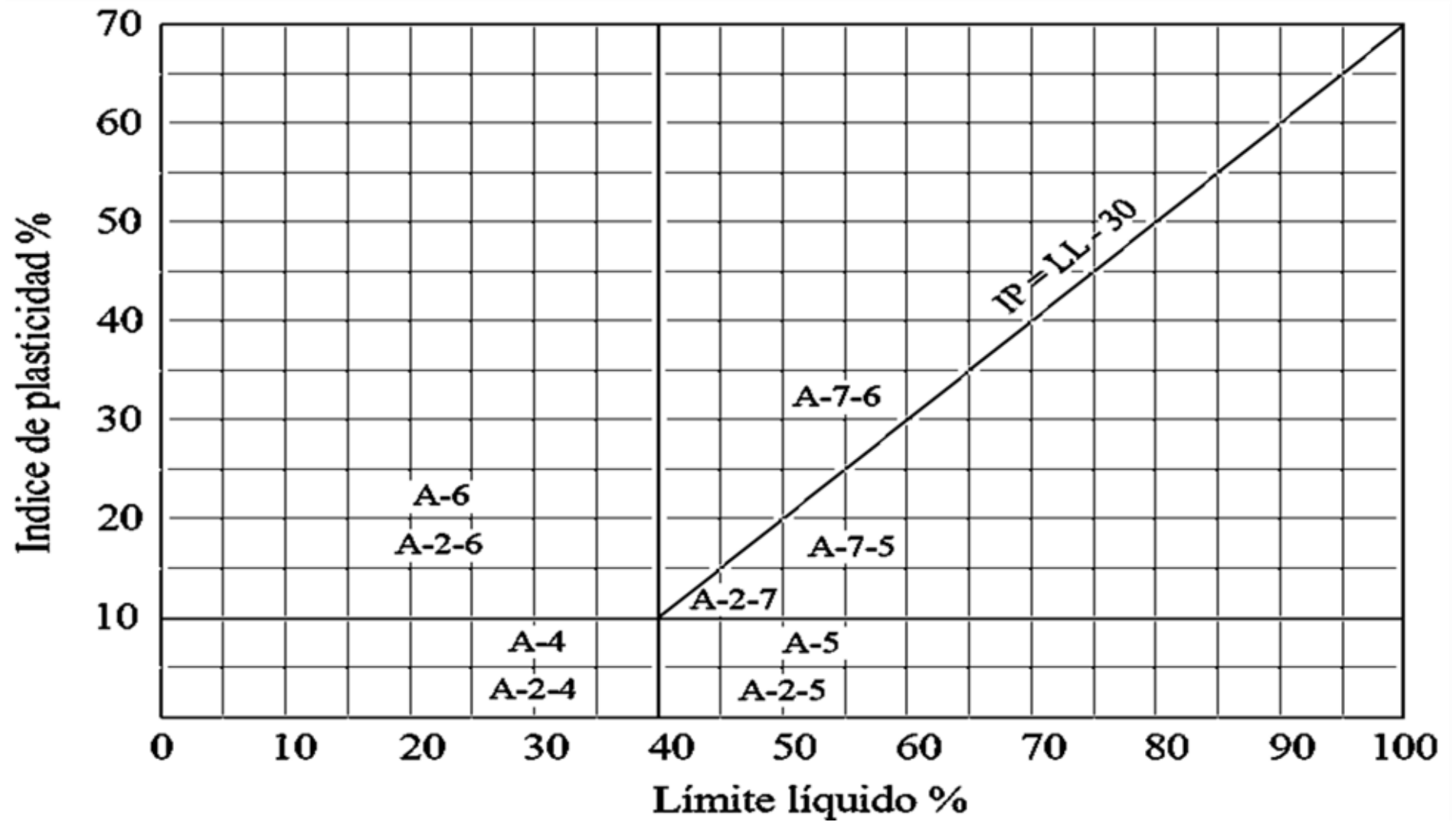


Figura 11. Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7. (Fuente: Norma ASTM, 2003.)

Tabla 8

Clasificación de los suelos sistema AASHTO

Clasificación general	Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200						
Clasificación de grupo	A-1			A-2			
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):							
N° 10 (2.00 mm.)	50 max						
N° 40 (0.425 mm.)	30 max	50 max	51 min				
N° 200 (0.075 mm.)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40							
Límite líquido				40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad	7 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena			Arena fina	Grava o arena limosa o arcilla		
(a)							

Clasificación general	Materiales limo - arcilla Mas del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200			
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7
				A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)				
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min	11 min.
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso		Suelo arcillo	
Relación general como subgrado	Regular a pobre			
^a Para A-7-5, $I_p \leq L_L - 30$				
^b Para A-7-6, $I_p > L_L - 30$				
(b)				

*(a) Material granular, (b) material fino

Fuente: Norma ASTM, 2003.

1.7.2.3.10 Exploración de suelos

Braja M. Das, nos indica que, el proceso de identificación de las capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se refiere generalmente como exploración del subsuelo. El propósito de la exploración del subsuelo es obtener información que ayudará al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

Selección del tipo y la profundidad de la base adecuada para una estructura dada.

Evaluación de la capacidad de carga de la cimentación.

Estimación del asentamiento probable de una estructura.

Determinación de los problemas potenciales de cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios y así sucesivamente).

Determinación de la ubicación del nivel freático.

Predicción de la presión lateral de tierra sobre estructuras tales como muros de contención, pilotes y cortes apuntalados.

Establecimiento de métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

1.7.2.3.10.1 Programa de exploración del subsuelo

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) Norma E.050 Suelos y cimentaciones, nos indica que, el objetivo principal de la presente norma es establecer los requisitos para la ejecución de estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación, a fin de asegurar la estabilidad de las edificaciones y otras, y promover la utilización racional de los recursos.

1.7.2.3.10.1.1 Del terreno a investigar

Plano de ubicación y accesos.

Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un levantamiento planimétrico. En todos los casos se harán indicaciones de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, la ubicación prevista para las obras.

La situación legal del terreno.

1.7.2.3.10.1.2 De la obra a cimentar

Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.

En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.

Los movimientos de tierras ejecutados y los previstos en el proyecto.

Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (PIM) del EMS, las edificaciones serán calificadas, según la Tabla 9, donde A, B y C designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el A más exigente que el B y éste que el C.

Tabla 9

Tipos de edificaciones

Clase de estructura	Distancia mayor entre apoyos* (m)	N° de pisos (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	>12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	-	-
BASE DE MAQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	-	-	-
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050

Braja M. Das, sostiene que, la exploración del subsuelo consta de varios pasos, incluidos el reconocimiento y la investigación del sitio.

1.7.2.3.10.1.3 Reconocimiento

El ingeniero siempre debe realizar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de estas características:

Topografía general del sitio y posible existencia de zanjas de drenaje, los tiraderos de escombros abandonados y otros materiales. Además, la evidencia de deslizamiento de las laderas y profundidad, y amplias grietas de contracción a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.

Estratificación del suelo de los cortes profundos, como los realizados para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.

Tipo de vegetación en el sitio, que puede indicar la naturaleza del suelo.

Marcas de agua alta en los edificios cercanos y pilares de puente.

Niveles de aguas subterráneas, que pueden determinarse mediante la verificación de los pozos cercanos.

Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en las paredes u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas del suelo en las inmediaciones también se pueden obtener a partir de los informes de exploración del suelo disponibles para las estructuras cercanas.

1.7.2.3.10.1.4 Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planificación, el barrenado de prueba y la recolección de muestras de suelo a intervalos deseados para la observación posterior y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima requerida aproximada de las perforaciones debe ser predeterminada; sin embargo, la profundidad se puede cambiar durante la operación de perforación, dependiendo del subsuelo encontrado.

1.7.2.3.10.2 Métodos de exploración

Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn, nos señalan que, para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestreo.

M. J. Tomlinson, nos indica que, los principales métodos para determinar la estratificación y características técnicas del subsuelo son:

Pozos de pruebas: Es el más barato de todos si se trata de pequeñas profundidades. No se requiere ningún equipo especial y pueden ser efectuados por cualquier trabajador disponible de la localidad. Estos pozos proporcionan un cuadro bastante claro sobre la estratificación de los suelos y la presencia de lentes o cavidades de material más débil.

Asimismo, permiten obtener muestras del suelo cortadas a mano sin ocasionar apenas alteraciones. Son especialmente valiosos al investigar la naturaleza del material de relleno. De hecho, los pozos de prueba son los únicos medios realmente eficaces para conseguir una información adecuada sobre terreno relleno o depósitos naturales muy variados.

Los sondeos mediante perforadora de mano o mecánica: Constituyen también un medio barato de exploración del subsuelo en tipos de suelo favorables, ya que los suelos han de tener cohesión suficiente para resistir sin soporte alguno en sondeos sin enturbación, y no deben existir grandes guijarros, bloques de roca, u otras obstrucciones que impedirían el movimiento rotatorio de la perforadora.

Los sondeos mediante barrena con cuchara: Pueden llevarse a cabo cualquier tipo de suelo, puesto que los barrenos pueden revestirse en el sitio requerido con tubos de acero, empleándose una extensa variedad de herramientas para los diferentes suelos y tipos de roca.

1.7.2.3.10.3 Muestreo del suelo

Martínez Quiroz, nos indica que, el ingeniero debe reconocer el justo valor de la calidad del muestreo, tanto que esta puede significar una economía de los costos de diseño, un muestreo de alta calidad representa una mayor exactitud en la determinación de las fuerzas cortantes, con mayores presiones de soporte, por consiguiente, una reducción en los costos de cimentación.

1.7.2.3.10.3.1 Muestras alteradas

Martínez Quiroz, nos indica que, estas muestras se obtienen tanto en pozos a cielo abierto como en perforaciones. La textura original del suelo ya está destruida con estas muestras. No es posible determinar la compacidad ni el peso volumétrico (densidad aparente) del suelo, no obstante sirven para precisar otras propiedades físicas, tales como la granulometría, límites de plasticidad, peso específico de sólidos.

Las muestras alteradas se sacarán en todo cambio en los estratos, o por lo menos de cada metro de profundidad. Para poder determinar el contenido de humedad es necesario poner las muestras inmediatamente dentro de un recipiente hermético cerrado a menos que exista un equipo para averiguar el contenido de humedad In Situ.

1.7.2.3.10.3.2 Muestras inalteradas

Martínez Quiroz, nos señala que, estas muestras que conservan su estado original (la compacidad natural, peso volumétrico original, etc.) serán obtenidas cuando sea necesario determinar ciertas propiedades del suelo (compacidad, resistencia, asentamiento, permeabilidad, etc.). En perforaciones es muy difícil obtener muestras inalteradas, para tales fines, se requiere de equipo muy especial, y además se obtiene las muestras solamente de suelos cohesivos o de rocas.

Sin embargo, en pozos a cielo abierto no es problemático sacar las muestras inalteradas, para este propósito se puede utilizar un cilindro de acero de la forma siguiente: Las muestras inalteradas se obtendrá también cortando cubos mediante un cuchillo longitudinal de arista del cubo ± 15 cm. Dado el caso, que no se investigue a las muestras inmediatamente después del muestreo, entonces las muestras deberán cubrirse herméticamente con parafina o en caso de que se haya extraído con cilindro muestreador este debe taparse a ambos extremos. (Ver Tabla 10).

Tabla 10

Tipos de muestras

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERISTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Deben mantenerse inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo. (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada el tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.

Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua
---	--	-----------------	----------	--

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050

1.7.2.3.11 Ensayos de laboratorio

1.7.2.3.11.1 Determinación del contenido de humedad

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar y comprender el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica. La humedad varía con la profundidad, dicha variación se manifiesta mediante el gráfico, en cuyas ordenadas se indica la profundidad “Z” de la toma de muestra y en las abscisas el contenido de humedad.

1.7.2.3.11.1.1 Objetivo

Determinar el contenido de humedad de una muestra representativa del suelo natural.

1.7.2.3.11.1.2 Materiales y equipos

Horno de secado, capaz de mantener una temperatura uniforme de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Balanza de precisión.

Recipiente para humedad (aluminio o lata).

Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, espátulas y cucharas.

1.7.2.3.11.1.3 Cantidad de muestra

A no ser que se indique lo contrario, se adoptarán las cantidades mínimas de material estipuladas por norma para obtener resultados con una precisión de $\pm 0,1 \%$ (Ver Tabla 11).

Tabla 11

Masa mínima de muestra requerida según tamaño máximo de partícula

Tamaño máximo de partícula (mm)	Tamiz	Masa de muestra mínima (gr)
--	--------------	--

2.00 o menos	N° 10	20
4.75	N° 4	100
9.5	3/8"	500
19.00	3/4"	2500
37.50	1 1/2"	10000
75.00	3"	50000

Fuente: ASTM D 2216

1.7.2.3.11.1.4 Selección de la muestra

Las muestras deben estar claramente identificadas y su obtención deberá seguir los siguientes criterios:

Si la muestra se encuentra en estado disturbado y es posible de manipular, seleccionar la cantidad necesaria.

Si la muestra no puede ser mezclada, tomar por lo menos 5 porciones de material de diferentes lugares y combinarlos solo para el ensayo.

Si la muestra se obtiene de cuchara muestreadora o similar, tomar la parte más representativa de la muestra. Si se observan diferentes estratos tomar una muestra promedio o muestras individuales de cada estrato.

1.7.2.3.11.1.5 Procedimiento

Se pesa una lata con su respectiva tapa (tamaño recomendable 5 cm. de diámetro, por 3 cm. de altura, o 6.4 cm. por 4.4 cm.).

Colocar una muestra representativa de suelo húmedo en la lata y determinar el peso del recipiente + suelo húmedo ($W_{\text{tara+sh}}$). Sí para determinar el peso se presentaría una demora de 3 a 5 minutos, es necesario colocar la tapa para mantener la humedad.

Luego de pesar la muestra húmeda, se retira la tapa y colocarla debajo del recipiente y coloque la muestra en el horno.

Después de 24 horas, se pesa la lata con el suelo seco ($W_{\text{tara+ss}}$), si la pesada no se realiza inmediatamente se debe colocar la tapa. Asegúrese de usar la misma balanza para todas las mediciones.

Determinar la cantidad de agua evaporada.

$$W_W = (W_{\text{tara+sh}} - W_{\text{tara+ss}}) \quad (16)$$

Determinar el contenido de humedad mediante la siguiente expresión. Ecuación (9).

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} * 100 \text{ (en \%)}$$

Donde:

ω : Contenido de Humedad expresado en porcentaje.

W_W : Peso del agua existente en la masa del suelo, en estado natural.

W_S : Peso de las partículas sólidas.

1.7.2.3.11.1.6 Recomendaciones

Se recomienda usar el horno a 60°C, para no falsear la humedad en suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, yeso o ciertos tipos de arcillas.

En la mayoría de los casos, el tiempo de secado varía dependiendo del tipo de suelo. Por ejemplo una muestra de arena puede secarse en sólo algunas horas, ciertas arcillas podrán tardar más de 24 horas.

En caso de que el tiempo establecido sea insuficiente, la muestra continuará en el horno hasta obtener pesadas consecutivas constantes transcurridas 4 horas entre ellas.

Las muestras ensayadas para determinar la humedad, deberán ser descartadas y no se utilizarán en ningún otro ensayo.

1.7.2.3.11.2 Peso volumétrico (Determinación de la Densidad In Situ)

Tanto el método del cono de arena como el del balón de caucho, son aplicables en suelos cuyos tamaños de partículas sean menores a 50mm, utilizan los mismos principios, o sea, obtener el peso del suelo húmedo (W_{hum}) de una pequeña perforación hecha sobre la

superficie del terreno y generalmente del espesor de la capa compactada.

Obtenido el volumen de dicho agujero ($V_{ol.excavado}$), la densidad del suelo estará dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V_{ol.excavado}} \text{ (gr/cm}^3\text{)} \quad (17)$$

1.7.2.3.11.2.1 Objetivo

El ensayo permite obtener la densidad del terreno y así verificar los resultados obtenidos en faenas de compactación de suelos, en las que existen especificaciones en cuanto a la humedad y la densidad. Entre los métodos utilizados, se encuentran el método del cono de arena, el del balón de caucho e instrumentos nucleares entre otros.

1.7.2.3.11.2.2 Método volumétrico

1.7.2.3.11.2.2.1 Equipo y muestra

Se utiliza un cilindro de acero (molde proctor, muestreador).

Se determina su volumen interior, luego se llena con una muestra inalterada (penetrando el cilindro al suelo inalterado).

1.7.2.3.11.2.2.2 Procedimiento

Medición del volumen del cilindro vacío (V_{cil}).

Pesar el cilindro vacío (W_{cil}).

Pesar el cilindro lleno de suelo (W_{total}).

Cálculo de la densidad aparente.

$$\gamma_h = \frac{W_{cil.lleno\ con\ suelo} - W_{cil.vacío}}{V_{int.cil}} = \frac{W_t - W_{cil}}{V_m} \quad (18)$$

1.7.2.3.11.2.3 Método de reemplazo de arena

Es uno de los métodos más utilizados. Representa una forma indirecta de obtener el volumen del agujero utilizando para ello, una arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas

sanas, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N°10 ASTM (2,0 mm.) y N°35 ASTM (0,5 mm.).

1.7.2.3.11.2.3.1 Equipo

Aparato de cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado de embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785 cm³ (1 galón) de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante. Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N° 20 ASTM (0.85 mm.) y queda retenida en la malla N° 30 ASTM (0.60 mm.).

Dos balanzas, de capacidad superior a 10 kg. y 1000 gr, con precisión de 1 gr. y de 0.01 gr. respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro y de 944 cc. de capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.

1.7.2.3.11.2.3.2 Muestra

Como una guía, la ASTM sugiere los siguientes criterios para seleccionar volumen de agujero y tamaño de la muestra para contenido de humedad, con el fin de obtener resultados razonables en el ensayo.

Tabla 12

Tamaño de muestra

Tamaño máximo en el suelo según tamiz	Volumen del hueco para el ensayo (cm³)	Tamaño de la muestra para contenido de humedad (gr)
N°4	700	100
12.7 mm	1400	250
25.00	2100	500
50.00	2800	1000

Fuente: Norma ASTM D 1556 – 64

1.7.2.3.11.2.3.3 Procedimiento

Determinación de la densidad (aparente) de la arena de reemplazo. Se pesa el molde de compactación (W) con su base ajustada y se verifica su volumen (V).

Se coloca el molde sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en el la placa base y el aparato de densidad, procurando que la operación sea similar a la que se desarrollará en el terreno. Luego se abre la válvula y se deja escurrir la arena hasta llenar el molde, se cierra la válvula, se retiran el aparato de densidad y la placa base y se procede a enrasar cuidadosamente el molde, sin producir vibración, registrando el peso del molde más la arena que contiene.

Esta operación se repetirá hasta obtener, a lo menos, tres pesadas que no difieran entre sí más de un 1%. Promediando los valores, se obtiene el peso del molde con arena (W_a) y se determina la densidad aparente suelta de la arena.

$$D_a = \frac{W_a}{V_m} \quad (19)$$

En dónde:

D_a : Densidad aparente de la arena

W_a : Peso de la arena en el molde

W_m : Volumen del molde proctor

Determinación del peso de arena necesario para llenar el cono mayor y el espacio de la placa base. Se llena el aparato de densidad con arena registrando el peso del conjunto (W_t). Luego se coloca la placa base sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en ella el aparato de densidad. Se abre la válvula y se espera hasta notar que la arena ha parado de fluir, momento en el cual se cierra la válvula. Finalmente se registra el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r). Esta operación se repetirá para obtener un segundo valor que se promediará con el anterior y por diferencia de pesos se obtendrá la masa de arena que llena el cono mayor y el espacio de la placa base (W_e).

Determinación del volumen del hoyo. Nivelada la superficie a ensayar, se coloca la placa base y se procede a excavar un agujero dentro de la abertura de ésta. El volumen de suelo

más o menos a remover, será el indicado en la tabla siguiente, la cual está en función del tamaño máximo de las partículas del suelo. Este material extraído será depositado dentro de un recipiente hermético.

Luego se pesa el aparato de densidad con el total de arena (W_t), el que es puesto en seguida sobre la abertura de la placa base y se abre la válvula dejando escurrir la arena hasta que se detenga, momento en el cual se cierra la válvula y se determina el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r). Finalmente, se recupera la arena de ensayo desde dentro del agujero y se coloca en un envase aparte, de modo de reacondicionarla para poder volver a utilizarla en otra toma de densidad.

Determinación de la masa seca de material extraído. El material removido se deposita en un recipiente hermético al que previamente se le determinó su peso (W_r). El conjunto se pesa para obtener el peso del material más el recipiente (W_{sh+r}). Luego, dentro del recipiente se mezcla el material y se obtiene una muestra representativa (W_h) según la tabla anterior, para determinar mediante secado a estufa en terreno, el peso de la muestra seca (W_s) y por ende su humedad ($W\%$).

Finalmente, se extrae otra muestra representativa la que se deposita dentro de un envase sellado para obtener la humedad en laboratorio, la que se compara con la del terreno.

1.7.2.3.11.2.3.4 Recomendaciones

Generalmente es deseable contar con una arena uniforme o de un solo tamaño para evitar problemas de segregación, de modo que con las condiciones de vaciado pueda lograrse la misma densidad, del suelo que se ensaya.

En el momento de ensayo, en el terreno, se debe evitar cualquier tipo de vibración en el área circundante, ya que esto puede provocar introducir un exceso de arena en el agujero.

En suelos en que predominan las partículas gruesas es recomendable determinar la humedad sobre el total del material extraído.

1.7.2.3.11.3 Análisis granulométrico por tamizado

La clasificación de los suelos para usar de ingeniería es universalmente acostumbrada utilizar algún tipo de análisis granulométrico. La información obtenida del análisis

granulométrico puede en ocasiones utilizarse para producir movimientos del agua a través del suelo.

El análisis granulométrico en un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de gramo presente en una masa de suelo dada. Obviamente para obtener un resultado significativo de la muestra debe ser “Estadísticamente Representativa” de la masa del suelo. En la práctica solamente solo se agrupa a los materiales por rangos de tamaño (Tamaño Nominal).

1.7.2.3.11.3.1 Objetivo

Este ensayo tiene por finalidad observar las diferentes graduaciones que tiene un material, para que en caso de no reunir las condiciones técnicas especificadas en las normas, se haga un reajuste o un acondicionamiento de los materiales a fin de obtener la granulometría deseada y así cumplir con las especificaciones recomendadas.

1.7.2.3.11.3.2 Tamaño de la muestra de suelo (ASTM D1140 – 54)

Seleccionar una cantidad de muestras representativa según la Tabla 13, ya sea por cuarteo o por una selección aleatoria del suelo, mezclando regularmente el material antes de obtener la muestra requerida.

Tabla 13

Peso de la muestra

Diámetro nominal de partícula mayor	Peso mínimo aproximado de muestra en gr.
Tamiz N° 10	200
Tamiz N° 14	500
3/4 pulg.	1500

Fuente: Norma ASTM D 422

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían:

Tabla 14

Lista de tamices

Malla de Tamices	(mm)
5"	127
4"	101.6
3"	76.2
2 1/2"	63.5
2"	58.8
1 1/2"	38.1
1"	25.4
3/4"	19.05
1/2"	12.7
3/8"	9.525
1/4"	6.35
N° 4	4.76
N° 8	2.38
N° 10	2.00
N° 16	1.19
N° 20	0.84
N° 30	0.59
N° 40	0.42
N° 40	0.42
N° 50	0.297
N° 60	0.25
N° 80	0.177
N° 100	0.149
N° 200	0.074

Fuente: Norma ASTM D 422

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz N° 200 como punto divisorio. Las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz N° 200. Ocasionalmente es deseable conocer la escala aproximada de partículas que pasa el tamiz N° 200. Cuando se presenta se efectúa el “análisis granulométrico – método del hidrómetro. La información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva.

Para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaño de granos presentes y como una masa de suelo típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2.00 mm y 0,0075 la más pequeña (Tamiz N° 200) por lo cual sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas, es necesario recurrir a la representación logarítmica para los tamaños de partículas.

Cuando menor del 10% al 15% del material pasa a través del tamiz N° 10 (2.00 mm) no es deseable o práctico para estos suelos (grasa o arena grasosa) el procedimiento de lavado a través del tamiz.

El lavado es usualmente innecesario cuando sólo 5 a 10% pasa a través del tamiz 100 (0,150 mm).

Para suelos arenosos con granos finos, se recomienda dos series de tamices de orden de arriba hacia abajo) como siguen:

Tabla 15

Serie de tamices recomendados para suelos arenosos con granos finos

Serie típica de tamices		Serie alternativa de tamices	
TAMIZ N°	ABERTURA (mm)	TAMIZ N°	ABERTURA (mm)
Tapa			
4	4.75	4	

10	2.00	10	
20	0.850	30	0.600
40	0.425	50	0.200
60	0.250	100	0.150
140	0.106	200	0.075
200	0.075		
Bandeja		Bandeja	

Fuente: Norma ASTM D422

1.7.2.3.11.3.3 Equipo

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.

1.7.2.3.11.3.4 Procedimiento

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándola con un mortero), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otro similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del suelo.

Tabla 16

Tamaño de partículas

Tamaño máx. de partículas (mm)	Cantidad mín. a ensayar (Kg.)
4.75	0.5
25	10.0
50	20.0
80	32.0

Fuente: Norma ASTM D422

Se seca el material dentro de un horno a una temperatura de 110 °C, hasta conseguir pesadas consecutivas constantes en la muestra. Cuando esté seca, se obtiene la cantidad mínima recomendada o peso de la muestra (W_m) a ensayar según la tabla anterior.

Inmediatamente obtenido el tamaño de muestra a ensayar, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0,075 mm. Para esto, se remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, en seguida se lava el suelo colocando como filtro la malla N° 200 ASTM (0,075 mm.), hasta observar que el agua utilizada salga limpia. El material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca al horno durante 24 horas. Cumplido el tiempo de secado y una vez enfriada la muestra, se pesa (W_m después lavado).

A continuación, se deposita el material en un juego de tamices, los que deberán encontrarse limpios y ordenados en forma decreciente los mayores arriba hasta los diámetros inferiores abajo. El juego deberá contar de una tapa en la parte superior y una bandeja de residuos en la inferior.

Se hace vibrar el conjunto durante 5 a 10 minutos, tiempo después del cual se retira del vibrador y se registra el peso del material retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos (W_t , peso final o después del ensayo) y comparar con el peso inicial o peso de la muestra seca después del lavado, con el cual se inició el cribado. Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado. Si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original, se considera que el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse.

Calcular el porcentaje en cada tamiz. Así mismo calcular el porcentaje que pasa, comenzando por el 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada malla como un proceso acumulativo.

Cada integrante del grupo debe hacer una gráfica semilogarítmica del tamaño de la partícula vs porcentaje que pasa. Si menos del 12% del material pasa a través del tamiz N° 200, es necesario calcular el C_u y C_c .

1.7.2.3.11.3.5 Análisis sobre las curvas granulométricas

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños.

El ortodoxo Allen Hazen denominó diámetro efectivo, D_{10} , al que corresponde o significa que el 10% en la curva acumulativa, concediéndole un papel predominante en la permeabilidad del suelo.

Hay que tener cuidado, pues esta definición del diámetro efectivo, solo se refiere a arenas. Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (20)$$

En donde:

D_{60} : Es el tamaño de partícula que corresponde al 60% en peso.

D_{10} : Es el tamaño tal que corresponde al 10% en peso, del suelo.

Para mejor conocimiento y evaluación del suelo es necesario definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \quad (21)$$

En donde:

D_{30} : Es el tamaño de partícula que corresponde al 30% en peso.

Los suelos con $C_u < 3$ se considera muy uniformes, el coeficiente de curvatura (C_c) tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

1.7.2.3.11.4 Límites de consistencia o límites de Atterberg

1.7.2.3.11.4.1 Generalidades

Se define Límites de Atterberg o Límites de Consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido.

Llamándose límites de plasticidad a las fronteras (límites líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico. Para obtener estos límites se requiere remoldear (manipular) la muestra de suelo, destruyendo su estructura original y por ello es que una descripción del suelo en sus condiciones naturales es absolutamente necesaria y complementaria.

1.7.2.3.11.4.2 Determinación del límite líquido (LL)

1.7.2.3.11.4.2.1 Generalidades

Albert Mauritz Atterberg definió los límites de consistencia de los suelos finos, con el fin de caracterizar su comportamiento. Estos límites son: Límite de Cohesión, Límite de Pegajosidad, Límite de Contracción, Límite Plástico y Límite Líquido.

El Límite Líquido se define como el porcentaje de humedad del suelo, por debajo del cual se presentan un comportamiento plástico. Cuando los suelos alcanzan porcentajes de humedad mayores al límite líquido, su comportamiento será el de un fluido viscoso.

Este límite además de ser un parámetro esencial para la clasificación de los suelos, puede ser útil para determinar problemas de potencial de volumen, para estimar asentamientos en problemas de consolidación y en conjunto con el límite plástico para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

En la determinación de correlaciones de los suelos como compresibilidad, permeabilidad y compactibilidad, es usado el límite líquido en conjunto con el límite plástico y el índice de plasticidad.

1.7.2.3.11.4.2.2 Objetivo

Este método de ensayo tiene como propósito obtener datos por medio de los cuales se puedan determinar las siguientes constantes de los suelos:

- Límite líquido
- Índice de flujo
- Primer parámetro para determinar índice de Plasticidad.

1.7.2.3.11.4.2.3 Equipo

- Aparato de Casagrande: la cuchara o cazuela de Casagrande es el aparato usado en ingeniería civil y geotecnia, para determinar el límite líquido de los suelos. Compuesto por una cazuela normalmente de bronce, la cual esta fija a un dispositivo de rotación por manivela, que permite la elevación y la caída (10 mm) de la cazuela produciendo un golpe de rebote contra la base del aparato.
- Ranurador: es un elemento clave en la realización del ensayo. Normalmente hecho de acero inoxidable y de forma plana o curva, con el cual se realiza la ranura en el material de ensayo. Puede hacer parte de este un bloque de acero de dimensiones exactas y con el cual se realiza la verificación de la altura de caída de la cazuela.
- Balanza: debe trabajar con aproximación de 0.1 gr. o 0.1% del peso de la muestra.
- Horno: debe trabajar y mantener una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- Tamiz N° 40 (425 μm).
- Recipientes: todos los necesarios para determinar el contenido de humedad y cuyas características cumplan lo estipulado por la ASTM D4318 – 00.
- Espátula: debe ser de hoja flexible con una longitud que oscile entre 75 – 100 mm y un ancho de 20 mm.
- Placa de vidrio esmerilado: debe ser lo suficientemente grande para trabajar con comodidad el material y maniobrar sin problema la espátula.

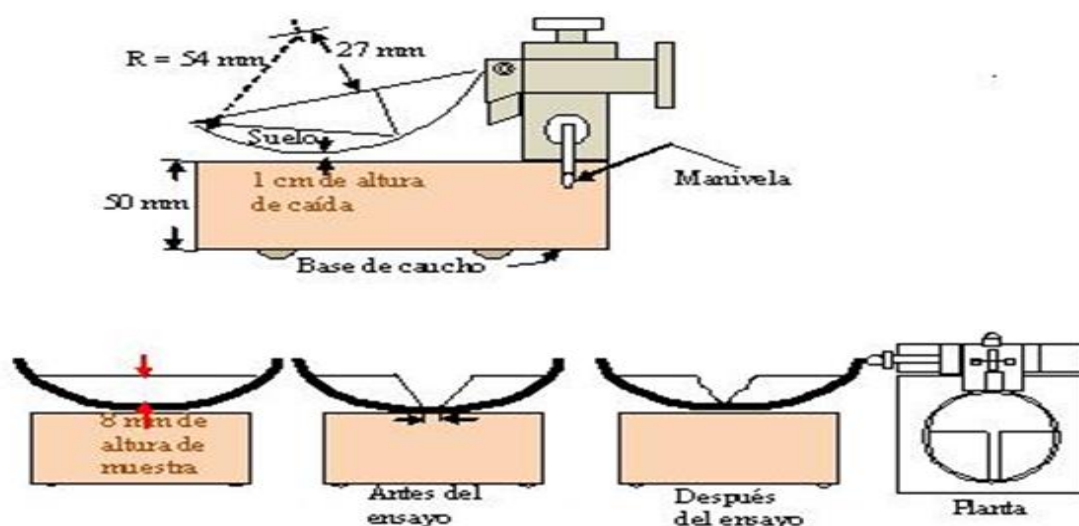


Figura 12. Partes de la copa de Casagrande. (Fuente: Martínez, 2003.)

1.7.2.3.11.4.2.4 Muestra

Se obtiene una porción representativa de la muestra total suficiente para proporcionar 150 gr. a 200 gr. de material pasante del tamiz N° 40 (425 μm).

1.7.2.3.11.4.2.5 Procedimiento

Una vez se haya preparado el material, se coloca una parte de este en la cazuela y se comprime y extiende sobre la misma, procurando no dejar burbujas de aire y que su máximo valor de profundidad sea aprox. 10 mm.

Haciendo una pasada de arriba hacia abajo y manteniendo el ranurador normal a la superficie de la cazuela, se realiza la ranura lo más uniforme posible.

Se acciona la cazuela a una razón de aprox. 2 golpes por segundo, contando el número de golpes necesario hasta que el talud de la ranura se cierre a lo largo de 13 mm.

La ranura debe cerrarse por flujo del suelo, mas no por el desplazamiento del suelo sobre la cazuela.

Se extrae una parte del suelo presente en la cazuela, asegurándose que sea de lado y lado de la ranura y se coloca en un recipiente de masa conocida.

El suelo sobrante se pasa a la zona de mezclado y con ayuda de agua destilado se varía la

humedad de este según se necesite aumentar o disminuir el número de golpes.

Se lava y se limpia tanto el ranurador como cazuela y se realizan dos tanteos más.

1.7.2.3.11.4.2.6 Procedimiento de cálculo

Del laboratorio se obtiene los pesos del suelo húmedo (W_{sh}), peso del suelo seco (W_{ss}), peso del tarro (W_{tarro}) y número de golpes (NG) en el ensayo del Límite líquido.

En gabinete se determina los pesos: del agua (W_w) y porcentaje de humedad ($W\%$).

Se procede a graficar en un sistema de coordenadas, el contenido de humedad en el eje de ordenadas en escala natural, el NG en el eje de abscisas en escala logarítmica.

Se obtienen puntos de coordenadas (NG, $W\%$) deben generar una línea recta.

El Límite líquido quedará determinado por el punto de intersección de esta línea, con la perpendicular al eje de las abscisas en el valor correspondiente a 25 golpes.

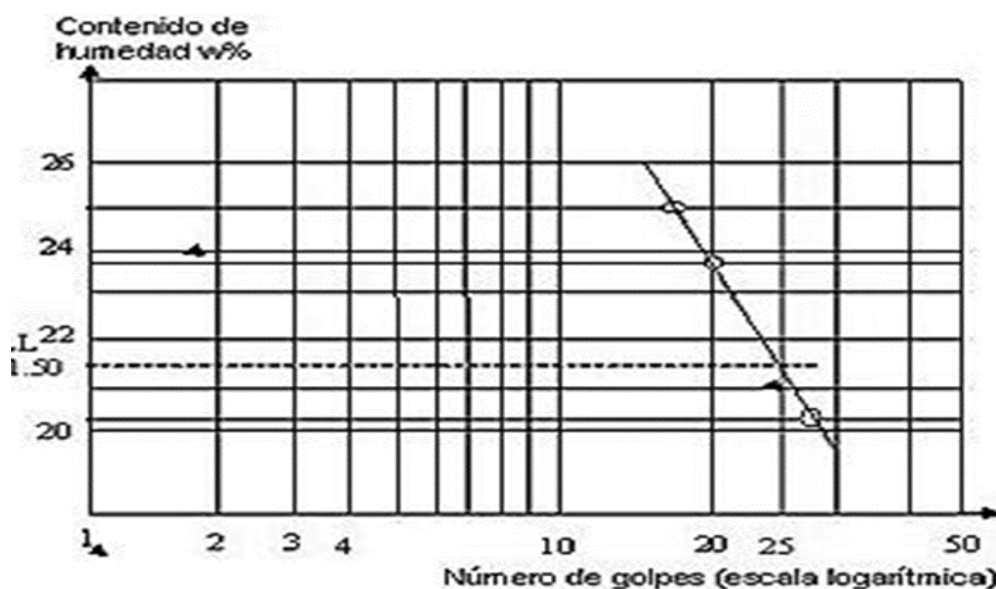


Figura 13. Diagrama para determinar el límite líquido. (Fuente: Martínez, 2003.)

1.7.2.3.11.4.3 Determinación del límite plástico (LP)

1.7.2.3.11.4.3.1 Generalidades

El límite plástico fue definido por Atterberg como la frontera que existe entre los estados plástico y semisólido del suelo. En términos de laboratorio, este límite es definido como el

momento en términos de contenido de humedad, en que rollitos de aproximadamente 3 mm. de diámetro empiezan a presentar desmoronamiento y agrietamiento. Es importante resaltar que el diámetro de los rollitos fue propuesto por Terzaghi, dado que Atterberg nunca especificó este parámetro.

El índice de plasticidad (IP), es la diferencia entre los valores de Límite Líquido y Límite Plástico. Un índice de plasticidad bajo, significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, lo transforma de semisólido a la condición de líquido, es decir, resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua.

1.7.2.3.11.4.3.2 Objetivo

Este método de ensayo tiene propósito obtener datos por medio de los cuales se puedan determinar las siguientes constantes de los suelos:

Límite Plástico.

Índice de Plasticidad.

1.7.2.3.11.4.3.3 Equipo

Placa de vidrio esmerilado: debe ser lo suficientemente grande para realizar sin problemas los rollos de suelo.

Espátula.

Capsula para evaporación: preferiblemente de porcelana.

Balanza: debe trabajar con aproximación de 0.1 gr.

Horno: debe trabajar y mantener una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

1.7.2.3.11.4.3.4 Muestra

Las muestras de donde se tome el material de ensayo, deben ser muestras representativas y su humedad natural se debe mantener hasta el momento inmediatamente anterior al ensayo.

Teniendo en cuenta la norma ASTM D 4318 – 00, para la determinación de Límite Líquido se requiere material que pase el tamiz N° 40 (425 μm) en una cantidad de por lo menos 15 gr.

1.7.2.3.11.4.3.5 Preparación de la muestra

Del suelo preparado para la realización del ensayo del límite líquido se toma una porción de mínimo 15 gr. A continuación se lleva su estado de humedad hasta que el material permita formar rollos y el mismo no se pegue al ser manipulado con las manos. La reducción de humedad, se puede realizar por moldeo con espátula o exponiendo la muestra a corrientes de aire.

1.7.2.3.11.4.3.6 Procedimiento

Se selecciona una Porción de aproximadamente 1.5 – 2.0 gr, de la muestra previamente preparada.

Se hace rodar la porción de muestra entre la palma de la mano o los dedos y la placa de vidrio esmerilado, aplicando una presión constante y no superior a la necesaria para formar rollos.

Se debe formar un rollo de diámetro uniforme en la totalidad de la longitud, hasta que este alcance un diámetro de aproximadamente 3.2 mm.

Si al alcanzar este diámetro el rollo no presenta agrietamiento y desmoronamiento, se tiene un material con humedad superior a su límite plástico.

En tal caso se junta de nuevo todo el material formando una esfera, manipulándola con las manos, produciendo así su pérdida de humedad.

Se repiten los pasos anteriores hasta lograr que se produzca un agrietamiento y desmoronamiento de la misma.

Se colocan en un recipiente de masa conocida y se registra el peso de la muestra más recipiente.

1.7.2.3.11.4.3.7 Cálculo

Contenido de Humedad de cada una de las muestras tomadas (Ecuación 09):

$$\omega\% = \frac{W_W}{W_S} * 100$$

Límite Plástico:

$$LP = \frac{\omega_{\%1} + \omega_{\%2} + \dots + \omega_{\%n}}{n} \quad (22)$$

Donde:

LP : Límite Plástico

$\omega_{\%}$: Contenido de Humedad de cada muestra

n : Número de puntos de humedad tomados

Índice de Plasticidad:

$$IP = LL - LP \quad (23)$$

Donde:

IP : Índice de Plasticidad

LL : Límite Líquido

LP : Límite Plástico

1.7.2.3.11.5 Determinación del peso específico relativo de los sólidos**1.7.2.3.11.5.1 Generalidades**

El peso específico de un suelo (γ_s) se define como el cociente entre el peso al aire de las partículas sólidas y el peso, al aire, de un volumen igual de agua destilada, considerando igual temperatura y el mismo volumen. La gravedad específica de un suelo (S_s) se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. La S_s se calcula mediante la siguiente expresión (Fórmula 13):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

En donde:

γ_s : Peso específico de los sólidos (gr/cm^3)

γ_o : Peso específico del agua a 4°C (gr/cm³)

De esta forma, la gravedad específica puede ser calculada utilizando cualquier relación de peso de suelo (W_s) al peso del agua (W_w), siempre y cuando se consideren los mismos volúmenes, como se observa en la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{f\omega} - W_{f\omega s}} = \frac{W_s}{W_{\omega}} \quad (24)$$

Donde:

S_s : Densidad relativa de los sólidos del material (Adimensional).

W_s : Masa del material secado al horno (gr.).

$W_{f\omega}$: Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz (gr.).

$W_{fs\omega}$: Masa del matraz contenido al suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba t_p (gr.).

1.7.2.3.11.5.2 Equipo

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 o 500 ml.

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear.

Balanza de precisión 0.1 gr.

Termómetro.

Desecador: Con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno: Capas de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$.

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

Con anterioridad a la práctica (1 día antes), se debe recolectar y desairear una cantidad suficiente de agua común o destilada, cerca de 1000 ml cada grupo, utilizar agua común, agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua.

1.7.2.3.11.5.3 Procedimiento

Mezclar de 100 a 120 gr. de suelo secado al aire o al horno con agua en un recipiente evaporador hasta formar una pasta cremosa.

Si no se utiliza un mezclador eléctrico, remojar el suelo entre 20 y 30 minutos (la ASTM recomienda 12 horas, para muestras secadas al horno).

Opcional: Transferir la pasta al vaso mezclador eléctrico de refrescos y añadir agua hasta formar una mezcla de cerca de 200ml de suelo-agua. Batir estas mezclas durante 5 a 10 minutos.

Si se hace este paso, es necesario utilizar un matraz (de 500 ml).

Se pesa el frasco vacío (W_f) y se registra, luego se llena con agua de desaireada (hasta la marca de 500 ml), tener mucho cuidado en no introducir aire nuevamente por agitación excesiva, como alternativa, es posible aplicar vacío por unos cuantos minutos después de haber llenado el frasco hasta los 3/4 de su capacidad y luego llenar hasta la marca y registrar ($W_{f\omega}$ = Peso del frasco con agua), el cuello del frasco debe estar seco, se registra la $T^\circ\text{C}$ de modo que la mezcla agua suelo se encuentre a la misma temperatura aproximadamente dentro de 1°C , esta operación puede hacerse mientras el suelo está siendo mezclado.

Este paso se puede omitir si existe una curva de calibración del frasco.

Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico.

Tener cuidado que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador, añadir agua con temperatura estabilizada para completar los 2/3 a 3/4 de la capacidad y luego se agita el matraz con la mano.

$$W_{\text{total}} = W_{\text{fvacío}} + W_s \quad (25)$$

$$W_{\omega} = W_{\text{total}} + W_{f\omega s} \quad (26)$$

Conectar el frasco a la bomba de vacío por un tiempo de unos 10 minutos, durante este tiempo agitar suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente el frasco. Observar que la reducción en la presión del aire dentro del frasco produce “ebullición” del agua.

La eficiencia del vacío es verificable de la siguiente manera:

Luego de aplicar vacío al frasco por 10 minutos a la mezcla suelo-agua.

Llenar el frasco hasta unos 20 mm por debajo de la marca del frasco con agua desaireada y con temperatura estabilizada.

Se vuelve aplicar vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del frasco.

Retirando cuidadosamente la tapa para romper el vacío y si el nivel de agua sube más de 3 mm, el desaireamiento será suficiente.

Cuando el proceso de desaireamiento se haya completado, se afora el frasco hasta la marca de 500 ml (base del menisco se encuentre en la marca), secar el cuello por encima de la marca con papel secante enrollado.

Luego se pesa y se obtiene el peso del frasco con agua y muestra ($W_{fs\omega}$) asegúrese que la $T^{\circ}C$ esté dentro de $1^{\circ}C$ con respecto a la utilizada al medir $W_{f\omega}$.

Cálculo de la gravedad específica (S_s o G_s):

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_{f\omega} - W_{f\omega s}} \quad (27)$$

Repetir la secuencia para valores adicionales de S_s , hasta tener valores dentro de un rango del 2%:

$$\frac{\text{Mayor valor de } S_s}{\text{Menor valor de } S_s} \leq 1.02 \quad (28)$$

Tabla 17

Factor de corrección

T°C	α	Densidad en (gr/cm)
16	1.0007	0.99897
18	1.0004	0.99862
20	1.0000	0.99823
22	0.9990	0.99780
24	0.9996	0.99732
26	0.99681	0.99681

Fuente: Norma ASTM D854 – 10

1.7.2.3.11.6 Ensayo de corte directo**1.7.2.3.11.6.1 Generalidades**

Sin duda, uno de los factores más importantes en la caracterización de materiales térrcos dentro de la mecánica de suelos y en la búsqueda de obtener los parámetros necesarios para poder llevar a cabo obras que garanticen la estabilidad en las obras civiles, es la resistencia al esfuerzo cortante que presenten los suelos.

El ensayo de corte directo consiste en inducir una falla en una muestra de suelo, a través de la imposición de dos esfuerzos: el primero de ellos un esfuerzo normal, que se da mediante la aplicación de una carga vertical y que esta direccionado a inducir las condiciones de presión a las que está sometida dicha muestra en su entorno natural y un esfuerzo cortante que se da mediante la aplicación de una carga horizontal y que cuyos valores de esfuerzo obtenidos a través del cual se determinan los valores de cohesión y ángulo de fricción.

1.7.2.3.11.6.2 Objetivo

Tiene por objeto establecer el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo consolidada y drenada, por el método del corte directo.

Este ensayo puede realizarse sobre todos los tipos de suelos, con muestras inalteradas y remoldeadas.

1.7.2.3.11.6.3 Equipo

Dispositivo de carga. El dispositivo de carga debe ceñirse a lo siguiente. Sostener la probeta con seguridad entre dos piedras porosas colocadas una en cada cara, de tal manera que no se presenten movimientos de torsión sobre ella.

Estar provisto de los dispositivos necesarios para:

Aplicar una fuerza normal en las caras de la muestra.

Determinar los cambios en el espesor de la muestra.

Drenar el agua a través de las piedras porosas.

Sumergir la muestra en agua.

Ser capaz de aplicar una fuerza de corte para hacer fallar la muestra a lo largo de un determinado plano (corte único) o de planos (corte doble) paralelos a las caras de la muestra.

Los marcos que sostienen la probeta deben ser lo suficientemente rígidos para evitar su deformación durante el corte. Las diferentes partes del dispositivo deben ser de un material resistente a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o por la humedad del mismo.

Piedras porosas: Las piedras porosas deben ceñirse a lo siguiente: Deben ser de carburo de silicio, óxido de aluminio o de un metal que no sea susceptible a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o la humedad del mismo. Dependiendo del tipo de suelo que se va a ensayar, las piedras porosas deben tener la calidad adecuada para desarrollar el contacto necesario con la muestra y, además, deben evitar la intrusión excesiva de partículas de suelo dentro de sus poros.

Para ensayos con suelos normales, la calidad de las piedras debe permitir una permeabilidad de 0.5 mm/s a 1 mm/s.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal. Debe estar capacitado para aplicar rápidamente la fuerza especificada sin excederla y para mantenerla con una variación máxima de ± 1 % durante el proceso de ensayo.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza de corte.

La capacidad depende más que todo del tipo de control: con control de deformaciones o con control de esfuerzos.

Se prefiere generalmente el primero por la facilidad para determinar, tanto el esfuerzo último, como la carga máxima.

El equipo con control de deformaciones debe tener la capacidad para cortar la muestra a una velocidad de desplazamiento uniforme, con una desviación de ± 10 % y debe permitir el ajuste de la velocidad de desplazamiento dentro de un rango más o menos amplio.

La velocidad de aplicación de la carga, depende de las características de consolidación del suelo. Se logra usualmente por medio de un motor con caja de transmisión y la fuerza de corte se determina por medio de un indicador de carga.

Si se usa el equipo con control de esfuerzos, debe ser capaz de aplicar la fuerza de corte sobre la muestra con incrementos de carga y grado de precisión.

Equipo para el corte de la muestra. Debe ser adecuado para tallar la muestra de acuerdo con las dimensiones interiores de la caja de corte con un mínimo de alteración. Puede necesitarse un soporte exterior para mantener en alineamiento axial una serie de 2 o 3 anillos.



Figura 14. Instrumento de corte directo. (Fuente: Laboratorio de Suelos y Pavimentos de la UNSM.)

Otros:

Balanza. Debe tener una sensibilidad de 0.1 g o 0.1 % del peso de la probeta.

Deformímetros o diales. Deben ser adecuados para medir los cambios en el espesor de la muestra con una sensibilidad de 0.002 mm (0.0001”) y la deformación con sensibilidad de 0.02 mm (0.001”).

Estufa u Horno de secado. Capaz de mantenerse a 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F).

Recipientes para muestras de humedad.

Equipo para el remoldeo o compactación de probetas.

Misceláneos: cronómetro, sierra de alambre, espátula, cuchillos, enrasadores, agua destilada y demás elementos necesarios.

1.7.2.3.11.6.4 Muestra

Preparación de Los Especímenes:

Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas.

La preparación de la muestra debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea insignificante.

La muestra se talla sobre medida para las dimensiones del dispositivo de corte directo. Para muestras inalteradas de suelos sensibles, debe tenerse extremo cuidado al labrar las muestras, para evitar la alteración de su estructura natural.

Se determina el peso inicial de la muestra para el cálculo posterior del contenido inicial de humedad de acuerdo con la norma.

Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados. Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.

El diámetro mínimo de las muestras circulares o el ancho mínimo para muestras rectangulares debe ser alrededor de 50 mm (2”).

Para minimizar las alteraciones causadas por el muestreo, el diámetro de las muestras obtenidas de tubos saca muestras debe ser, por lo menos, 5 mm (1/5”) menor que el diámetro del tubo.

El espesor mínimo de la muestra de ensayo, debe ser alrededor de 12 mm (1/2”), pero no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.

1.7.2.3.11.6.5 Procedimiento de ensayo

Se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea. Se aplica una capa de grasa entre los marcos para lograr impermeabilidad durante la consolidación y reducir la fricción durante el corte.

Se introduce la muestra de ensayo con sumo cuidado. Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio del espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial. La costumbre de humedecer las piedras porosas antes de la colocación y aplicación de la fuerza normal sobre las muestras, dependerá del tipo de problema en estudio. Para muestras inalteradas obtenidas bajo el nivel freático, deben humedecerse las piedras.

Para suelos expansivos se debe efectuar el humedecimiento después de la aplicación de la fuerza normal, para evitar expansiones que no son representativas de las condiciones de campo. Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada.

Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la muestra esté saturada en todo momento.

La fuerza normal que se aplique a cada una de las muestras depende de la información requerida. Un solo incremento de ella puede ser apropiado para suelos relativamente firmes.

Para los demás suelos pueden ser necesarios varios incrementos con el objeto de prevenir el daño de la muestra. El primer incremento dependerá de la resistencia y de la sensibilidad del suelo. En general, esta fuerza no debe ser tan grande que haga fluir el material constitutivo de la muestra por fuera del dispositivo de corte. Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.

Cada incremento de la fuerza normal debe durar hasta que se complete la consolidación primaria. El incremento final debe completar la fuerza normal especificada.

Se representan gráficamente las lecturas de la deformación normal contra el tiempo. Corte de la muestra. Luego de terminada la consolidación se deben soltar los marcos separándolos aproximadamente 0.25 mm (0.01"), para permitir el corte de la muestra. Se debe aplicar la fuerza de corte lentamente para permitir la disipación completa del exceso de presión de poros.

Se continúa el ensayo hasta que el esfuerzo de corte sea constante, o hasta que se logre una deformación del 10 % del diámetro o de la longitud original.

En el ensayo con control de esfuerzos, se comienza con incrementos de la fuerza de corte de aproximadamente un 10 % de la máxima estimada.

Antes de aplicar un nuevo incremento, se permitirá por lo menos un 95 % de consolidación bajo el incremento anterior.

Cuando se ha aplicado del 50 % al 70 % de la fuerza de falla estimada, los nuevos incrementos serán de la mitad del valor de los aplicados hasta ese momento, o sea el 5 % de la máxima fuerza.

En la proximidad de la falla, los incrementos de la fuerza pueden ser iguales a un cuarto del incremento inicial (2.5 % de la fuerza normal de corte estimada). Se debe llevar registro de la fuerza de corte aplicada y la deformación normal y de corte para intervalos convenientes de tiempo. Con preferencia, el incremento de la fuerza de corte debe ser continuo.

Terminado el ensayo, se remueve la muestra completa de la caja de corte, se seca en la estufa determina el peso de los sólidos.

1.7.2.3.11.6.6 Cálculos

Calcúlense los siguientes valores:

Contenido inicial de humedad.

Peso unitario seco inicial y peso unitario húmedo inicial.

Esfuerzos de corte.

Relación de vacíos antes y después de la consolidación y después del ensayo de corte, si se desea.

Los grados de saturación inicial y final, si se desea.

1.7.2.3.12 Cimentaciones superficiales

Braja M. Das, sostiene que, generalmente se denomina cimentación a la parte más baja de una estructura. Su función es transferir la carga de la estructura al suelo sobre el que está descansando. Una cimentación diseñada adecuadamente es una que transfiere la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. Sobreeforzar el suelo puede resultar en asentamiento excesivo o falla de corte del mismo, ambos causando daño a la estructura.

1.7.2.3.12.1 Tipos de cimentaciones

L. Berry y David Reid, nos indican que, en el caso de estructuras en tierra o enrocado la interfase entre estructuras y la cimentación podría no estar claramente definida. Sin embargo, en las estructuras construidas con acero, mampostería o concreto, la cimentación se identifica con claridad y puede clasificarse en alguno de los tipos siguientes:

Zapatas aisladas o individuales: Pueden construirse en concreto masivo o reforzado, y utilizarse por ejemplo, para soportar la carga de una sola columna. Las zapatas aisladas pueden ser de forma cuadrada, rectangular o circular.

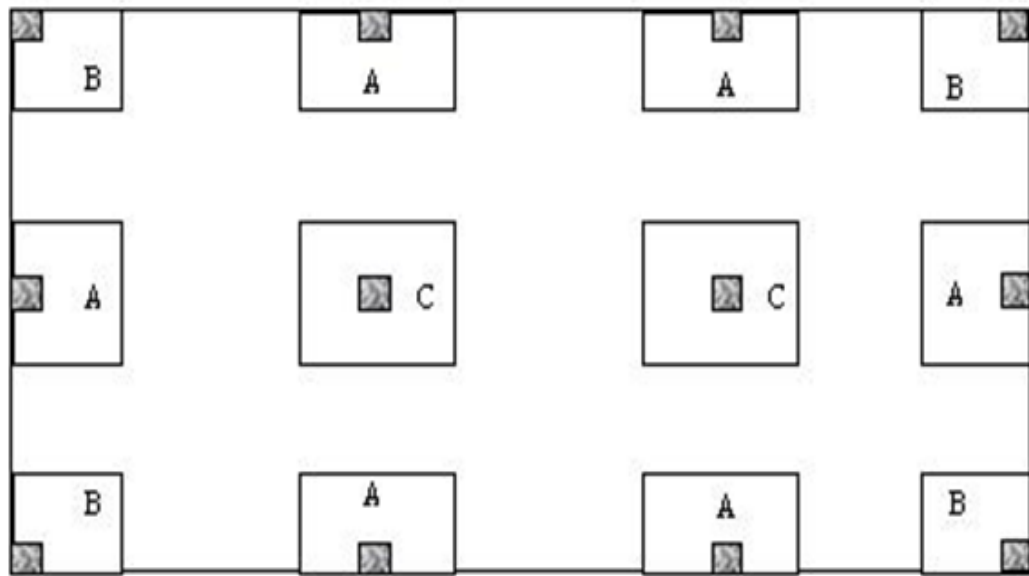


Figura 15. Zapatas aisladas, medianera (A), Esquina (B) e Interior (C). (Fuente: Martínez, 2003.)

- a) **Zapatas corrida o continuas:** Por lo general se construyen de concreto y pueden utilizarse, por ejemplo, para soportar muros de carga o filas de columnas.

Las zapatas corridas generalmente tienen un largo que es varias veces superior a su ancho.

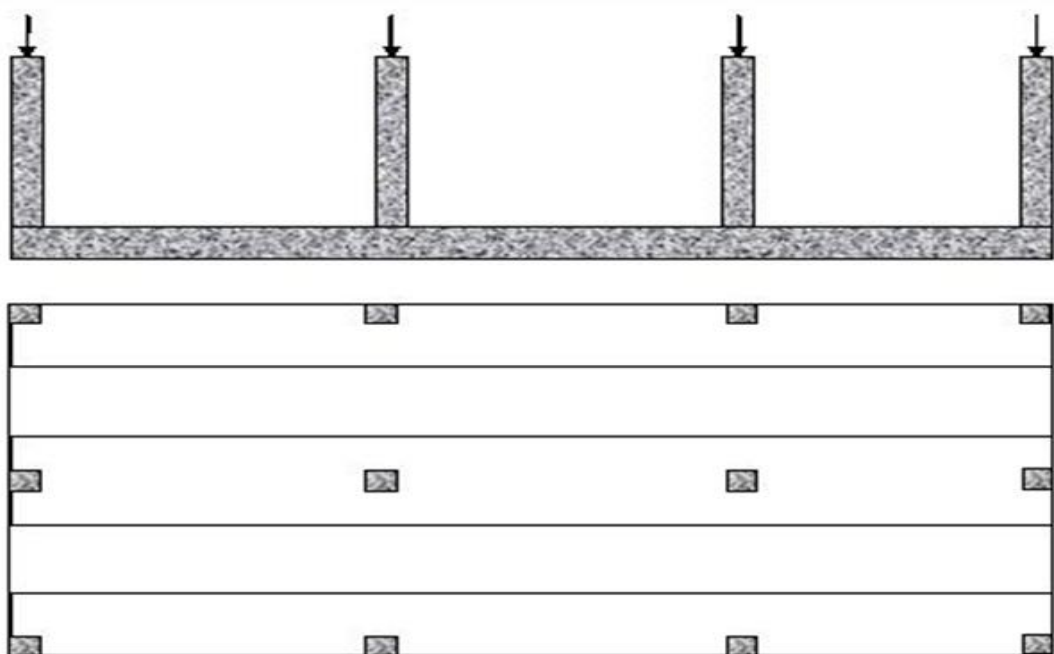


Figura 16. Zapata corrida. (Fuente: Martínez, 2003.)

- b) **Losa de cimentación:** A menudo son losas rígidas de concreto reforzado que cubren la totalidad del área bajo la estructura y soportan todas las columnas y muros. Las losas de cimentación por lo general se utilizan en suelos con baja capacidad portante o cuando se requiere restringir los asentamientos diferenciales. Con el fin de darle una rigidez adecuada, las losas pueden estar constituidas por una estructura rígida formada por un conjunto de vigas y losa.

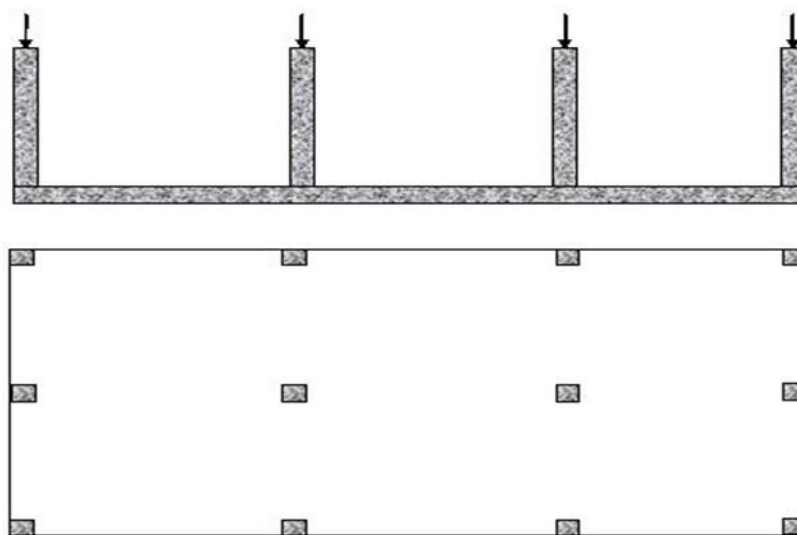


Figura 17. Losa de cimentación. (Fuente: Martínez, 2003.)

1.7.2.3.12.2 Capacidad de carga última

Braja M. Das, sostiene lo siguiente: Considere una cimentación continua (es decir, la longitud es teóricamente infinita) que descansa sobre una superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, con una anchura B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. Cuando la carga por unidad de área (q) es igual a q_u , puede ocurrir una falla repentina del suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por unidad de superficie, q_u , se conoce generalmente como capacidad última de carga de la cimentación.

1.7.2.3.12.2.1 Tipos de fallas

1.7.2.3.12.2.1.1 Falla general por corte

Braja M. Das, nos indica que, cuando ocurre una falla repentina en una superficie de arena densa o suelo cohesivo rígido, se denomina falla general por corte. (Véase la Figura 18).

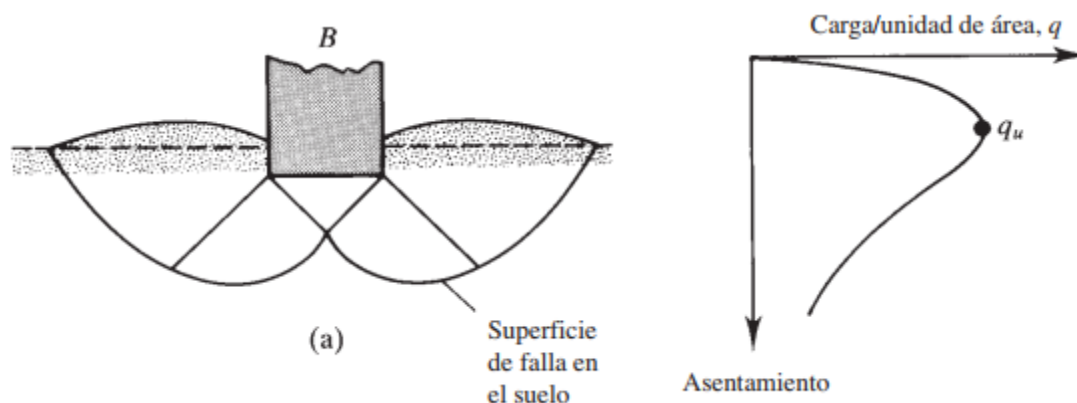


Figura 18. Falla general por corte. (Fuente: Braja M. Das, 2015.)

1.7.2.3.12.2.1.2 Falla local por corte

Braja M. Das, sostiene que, si la cimentación en cuestión se basa sobre arena o tierra arcillosa de compactación mediana, un aumento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá poco a poco hacia el exterior desde la cimentación. Cuando la carga por unidad de área sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de las cimentaciones estará acompañado por sacudidas bruscas. Entonces se requiere un movimiento considerable de las cimentaciones para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno. La carga por unidad de área a la que esto ocurre, q_u , más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran aumento en el asentamiento de la cimentación. Ahora, note que un valor pico de (q) no ocurre este tipo de falla, que se llama falla de corte local en el suelo. (Véase la Figura 19).

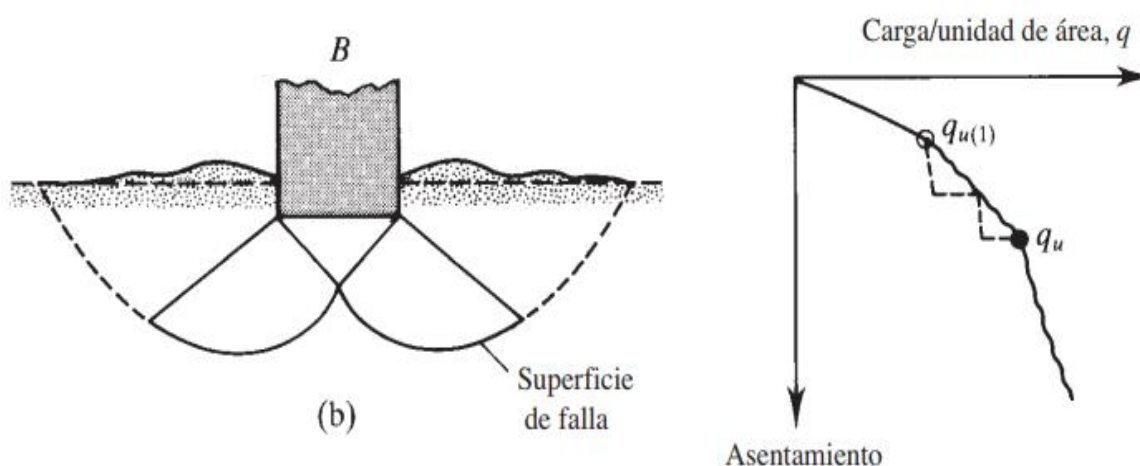


Figura 19. Falla local por corte. (Fuente: Braja M. Das, 2015.)

1.7.2.3.12.2.1.3 Falla de corte por punzonamiento

Braja M. Das, sostiene que, si la cimentación se apoya en un suelo bastante suelto, la gráfica de carga – asentamiento. (Véase la Figura 20).

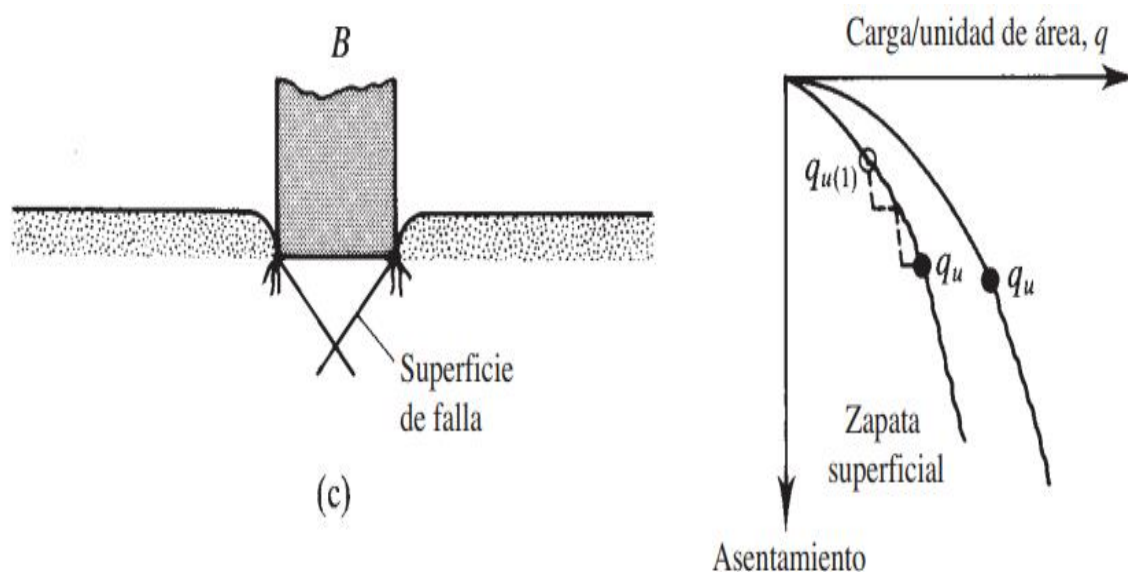


Figura 20. Falla de corte por punzonamiento. (Fuente: Braja M. Das, 2015.)

En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga máxima de falla, q_u , la gráfica de carga – asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se llama falla por punzonamiento.

1.7.2.3.12.2.2 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Braja M. Das, nos indica que, Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. De acuerdo con esta teoría, una cimentación es poco profunda si la profundidad, D_f , es menor o igual que el ancho de la cimentación. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como cimentaciones poco profundas.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la mostrada en la imagen. (Véase la Figura 21).

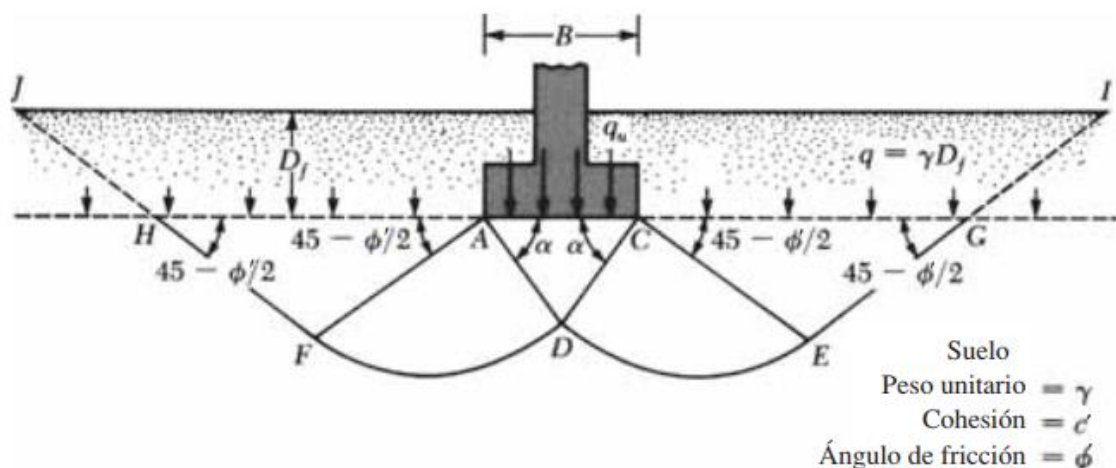


Figura 21. Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava. (Fuente: Braja M. Das, 2015.)

El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser reemplazado por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (Donde γ = peso unitario del suelo). La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes.

La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.

Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.

Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi'$). Observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ.

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma:

Caso de falla general

Cimentación continua o corrida

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma \quad (29)$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

q = γD_f

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ'

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ se definen mediante las expresiones:

$$N_c = \cot \phi' \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi' (N_q - 1) \quad (30)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad (31)$$

Y

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi' \quad (32)$$

Donde:

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de presión pasiva

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (30), (31) y (32) se dan en la Tabla 18.

Tabla 18

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aDe Kumbhojkar (1993).

Fuente: Braja M. Das, Ed. 2015

Cimentación cuadrada

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (33)$$

Cimentación circular

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (34)$$

Caso de falla local**Cimentación corrida o continua**

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (35)$$

Cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (36)$$

Cimentación corrida o continua

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (37)$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

q = γD_f

N'_c, N'_q, N'_γ = Factores de capacidad de carga modificados, se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para N_c , N_q y N_γ , respectivamente) reemplazando ϕ' por $\bar{\phi}' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi'\right)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_γ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la Tabla 19.

Tabla 19

Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N'_c , N'_q , N'_γ

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Braja M. Das, Ed. 2015

1.7.2.3.12.2.3 Capacidad de carga admisible

Crespo Villalaz, nos indica que, la carga admisible en una cimentación es aquella que puede

ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

1.7.2.3.12.2.3.1 Cálculo de la capacidad de carga admisible

Braja M. Das, sostiene que, el cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (38)$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última bruta

FS = Factor de seguridad

q_{adm} = Capacidad de carga bruta admisible

1.8 Marco conceptual: Definición de términos

Para obtener una interpretación uniforme presento un vocabulario en el que figuran términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

Arena: Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño comprendido entre 0.06 mm y 2 mm. Fina hasta 0.2 mm; media hasta 0.6 mm; gruesa por encima de 0.6 mm.

Zonificación: En sentido amplio, indica la división de un área geográfica en sectores homogéneos conforme a ciertos criterios.

Capacidad portante: Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Cimentación: Parte de la estructura que transmite la carga directamente al suelo.

Roca: Son aquellas que están formadas por minerales, y otras sustancias sólidas endurecidas, y sólo pueden ser excavadas mediante taladros, cuñas o explosivos.

Tamiz: Instrumento utilizado para separar las partículas de suelo según su tamaño. Consiste en un recipiente cilíndrico cuyo fondo lo forma una malla de alambre de cobre o de acero inoxidable.

Meteorización: Proceso de desintegración y descomposición de un material como consecuencia de su exposición a la atmósfera, a la acción de agentes químicos, del agua y de los cambios de temperatura.

Sobrecarga: Es la carga extra aplicada a un suelo.

Cohesión: Resistencia al corte del terreno cuando la presión normal efectiva es nula.

Suelo cohesivo: Que no está confinado, tiene consistencia cuando se ha secado al aire, y tiene una cohesión importante cuando está sumergido.

Estudio de mecánica de suelos: Es el conjunto de exploraciones de investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tiene por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las solicitaciones de una edificación.

Asentamiento: Hundimiento gradual de una estructura.

Nivel freático: Nivel superior del agua subterráneo en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

Calicata. Se realiza un terreno, con la finalidad de permitir la observación de los estratos del suelo a diferentes profundidades y eventualmente obtener muestras disturbadas.

Curva granulométrica: Representación gráfica de la distribución granulométrica de un suelo.

Muestreo: Técnica para la selección de una muestra a partir de una población.

Granulometría de un suelo: Relación de los distintos tamaños de partículas que forman un suelo. Diámetro medio de las partículas que forman la fase sólida de un suelo.

Suelo: Parte de la corteza terrestre formada por materiales que pueden ser disgregados en

partículas individuales, mediante la acción del agua.

Muestra inalterada: Muestra de suelo cuya estructura no ha sido modificada por manipulación durante el proceso de muestreo y transporte al laboratorio.

Arcilla: Granos de suelo que tienen un diámetro medio inferior a las 2 μm . Un suelo formado por una mayor parte de sus partículas con tamaño inferior a este diámetro se dice que está formado por minerales arcillosos.

Índice de plasticidad. Parámetro físico que se relaciona con la facilidad de manejo del suelo con el contenido y tipo de arcilla presente.

Suelo cohesivo. Que no está confinado, tiene consistencia cuando se ha secado al aire, y tiene una cohesión importante cuando está sumergido.

Suelo no Cohesivo. Suelo que, cuando está confinado, tiene poco o ninguna resistencia cuando esta secado al aire, y que tiene poca o ninguna cohesión cuando está sumergido.

Suelo colapsable. El suelo al ser humedecido sufre un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos o por cimentarse.

1.9 Marco histórico

Crespo Villalaz (2004), sostiene que desde tiempos antiguos, nuestros antepasados ponían en las obras de tierra y sobre la tierra. Así, tienen noticias de cómo en la dinastía Chou de China (3000 años antes de Cristo) se daban instrucciones claras sobre la construcción de caminos y puentes. La Gran Muralla China, las Pirámides de Egipto, las Pirámides de Chichén Itzá y otras notables y enormes obras, que hoy contemplamos con admiración, son muchos testigos de los conocimientos que ya se tenían en la antigüedad al respecto.

Asimismo, en Egipto, aproximadamente 2000 años antes de Cristo, ya se usaba la piedra en la construcción de cilindros para las estructuras pesadas rígidas sobre suelos suaves. La superficie exterior de los cilindros era alisada para que presentara poca resistencia a la penetración, lo que indica que para entonces ya se tenían nociones acerca de fricción y rozamiento, y que tanto los romanos como los egipcios ponían mucha atención a ciertas propiedades de los suelos en la estabilidad de las cimentaciones.

Braja M. Das (2015), nos señala que el registro de la primera persona que utilizó el suelo

como material de construcción se pierde en la antigüedad. En términos de ingeniería civil, la comprensión de la ingeniería geotécnica, como se conoce hoy en día, comenzó a principios del siglo XVIII. Durante años, el arte de la ingeniería geotécnica se basó sólo en las experiencias del pasado a través de una sucesión de experimentos sin ningún carácter científico real.

La mecánica de suelos en el periodo (1910 – 1927), los resultados de la investigación llevada a cabo en arcillas se publicaron y se establecieron las propiedades y los parámetros fundamentales de la arcilla. Alrededor de 1908, Albert Mauritz Atterberg (1846 – 1916), un químico y científico sueco del suelo, define las fracciones de arcilla de tamaño natural como el porcentaje en peso de partículas menores de 2 micras de tamaño. Se dio cuenta de la importancia del papel de las partículas de arcilla en un suelo y la plasticidad de los mismos.

Arnold Verruijt (2001), añade que la mecánica de suelos se ha desarrollado en el comienzo del siglo 20. La necesidad de que el análisis del comportamiento de los suelos surgió en muchos países, a menudo como resultado de accidentes espectaculares, tales como deslizamientos de tierra y los fracasos de las fundaciones. En los Países Bajos el deslizamiento de un terraplén de ferrocarril cerca de Weesp, en 1918 dio lugar a la primera investigación sistemática en el campo de mecánica de suelos, por una comisión especial creada por el gobierno.

Las primeras contribuciones importantes a la mecánica de suelos se deben a Coulomb, que publicó un importante sobre los posibles estados de estrés en los suelos en 1857.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1973), nos indican que el siglo XX trajo consigo una revisión de la metodología ingenieril. En esta época de transición nace en forma general la Mecánica de Suelos.

En 1925 con la aparición en Viena de su ya clásico *Erdbaumechanik* Terzaghi dio a luz la primera publicación en que en forma sistemática se da una interpretación científica al suelo como material ingenieril.

En la actualidad, con el adelanto de la técnica y la importancia de las obras que se proyectan, para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo, se recurre a conceptos de probabilidad y estadística y análisis de modelos, con objeto de reducir en lo posible, las incertidumbres.

1.10. Hipótesis a demostrar

Efectuando un minucioso estudio de mecánica de suelos, nos permitirá dar a conocer las características físicas – mecánicas del terreno de fundación, parámetros fundamentales para la determinación de los valores de la capacidad portante, con dichos valores se podrá elaborar un mapa de zonificación del Asentamiento Humano San Juan, Distrito de la Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín.

CAPÍTULO II

MATERIALES Y METÓDOS

2.1 Materiales

2.1.1 Recursos humanos

- 01 Tesista
- 01 Asesor de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la UNSM – T.
- 01 Técnicos del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos (FICA – UNSM).
- 08 Peones (excavación, muestreo de calicatas y cierre)

2.1.2 Recursos materiales

Plano de Ubicación del área de estudio.

Plano Topográfico a curvas de nivel.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones).

Materiales para la obtención de muestras (cajas de madera, bolsas de plástico, costales, cintas de embalaje, cinta de señalización, cuaderno de apuntes, wincha, mira estadimétrica).

Materiales de seguridad (Cinta señalizador de obra).

Materiales para los ensayos de laboratorio.

Materiales de impresión (papel bond A4, tinta para impresora).

Libros y artículos científicos de consulta.

Materiales de almacenamiento de datos (CD, USB).

2.1.3 Recursos de equipos

Equipos para la obtención de muestras (palanas, zapapicos).

Cámara digital.

Laptop ASUS.

Equipos para los ensayos de laboratorio.

Impresora.

Plotter.

A continuación se describe el equipo y/o materiales empleados en cada ensayo elaborado en Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín para la elaboración de la presente tesis de investigación:

2.1.3.1 Determinación del contenido de humedad

2.1.3.1.1 Materiales y equipos

Horno de secado, capaz de mantener una temperatura uniforme de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Balanza de precisión.

Recipiente para humedad (aluminio o lata).

Equipo de manipuleo: guantes de asbesto, espátulas y cucharas.

2.1.3.2 Peso volumétrico (Determinación de la densidad In Situ)

2.1.3.2.1 Materiales y equipos

Aparato de cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado de embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785 cm^3 (1 galón) de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante. Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N° 20 ASTM (0.85 mm.) y queda retenida en la malla N° 30 ASTM (0.60 mm.).

Dos balanzas, de capacidad superior a 10 kg. y 1000 gr, con precisión de 1 gr. y de 0.01 gr. respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro y de 944 cc. de capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.

2.1.3.3 Análisis granulométrico por tamizado

2.1.3.3.1 Materiales y equipo

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.

2.1.3.4 Límites de consistencia o Límites de Atterberg

2.1.3.4.1 Determinación del límite líquido

2.1.3.4.1.1 Materiales y equipos

Aparato de Casagrande: la cuchara o cazuela de Casagrande es el aparato usado en ingeniería civil y geotecnia, para determinar el límite líquido de los suelos. Compuesto por una cazuela normalmente de bronce, la cual esta fija a un dispositivo de rotación por manivela, que permite la elevación y la caída (10 mm) de la cazuela produciendo un golpe de rebote contra la base del aparato.

Ranurador: es un elemento clave en la realización del ensayo. Normalmente hecho de acero inoxidable y de forma plana o curva, con el cual se realiza la ranura en el material de ensayo. Puede hacer parte de este un bloque de acero de dimensiones exactas y con el cual se realiza la verificación de la altura de caída de la cazuela.

Balanza: debe trabajar con aproximación de 0.1 gr. o 0.1% del peso de la muestra.

Horno: debe trabajar y mantener una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Tamiz N° 40 (425 μm).

Recipientes: todos los necesarios para determinar el contenido de humedad y cuyas características cumplan lo estipulado por la ASTM D4318 – 00.

Espátula: debe ser de hoja flexible con una longitud que oscile entre 75 – 100 mm y un ancho de 20 mm.

Placa de vidrio esmerilado: debe ser lo suficientemente grande para trabajar con comodidad el material y maniobrar sin problema la espátula.

2.1.3.4.2 Determinación del límite plástico

2.1.3.4.2.1 Materiales y equipo

Placa de vidrio esmerilado: debe ser lo suficientemente grande para realizar sin problemas los rollos de suelo.

Espátula.

Capsula para evaporación: preferiblemente de porcelana.

Balanza: debe trabajar con aproximación de 0.1 gr.

Horno: debe trabajar y mantener una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$.

2.1.3.5 Determinación del peso específico relativo de los sólidos

2.1.3.5.1 Materiales y equipo

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 o 500 ml.

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear.

Balanza de precisión 0.1 gr.

Termómetro.

Desecador: Con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno: Capas de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$.

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

2.1.3.6 Ensayo de corte directo

2.1.3.6.1 Materiales y equipo

Dispositivo de carga.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza de corte.

Equipo para el corte de la muestra.

2.1.4 Otros recursos

Software Microsoft Word versión 2013.

Software Microsoft Excel versión 2013.

Software Microsoft Power Point versión 2013.

Software Autocad versión 2017.

Navegador de Internet (Google Chrome).

Movilidad hacia la zona de estudio.

2.2 Metodología

2.2.1 Universo y muestra

Universo o población

Maguiña Vizcarra, afirma: El universo es el conjunto de individuos o personas o

instituciones que son motivo de investigación.

El universo está conformado por los suelos del distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

Muestra

El mismo autor arriba mencionado, afirma: La muestra es el subconjunto, o parte del universo o población.

La muestra corresponde a los suelos de la localidad del Asentamiento Humano San Juan, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

2.2.2 Sistema de variables

Hernández, Fernández y Baptista afirman: Una variable es una propiedad que puede fluctuar y cuya variación es susceptible de medirse u observarse, se aplica a hechos y fenómenos, los cuales adquieren diversos valores respecto de la variable referida.

Variable independiente

El suelo del Asentamiento Humano San Juan como terreno de fundación.

Variable dependiente

Valores de la Capacidad portante del suelo del Asentamiento Humano San Juan, del Distrito de la Banda de Shilcayo.

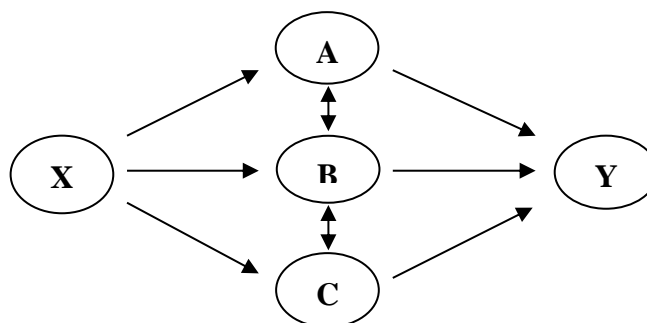
2.2.3 Diseño de la investigación

2.2.3.1 Tipo y nivel de investigación

La investigación a realizar es de tipo Descriptivo – Aplicada.

2.2.3.2 Diseño de la investigación

El diseño de investigación es No Experimental – Transversal.



Donde:

X : Suelos del Asentamiento Humano San Juan, como material de fundación.

A : Exploración de campo.

B : Ensayos de laboratorio.

C : Cálculo de la capacidad portante.

Y : Plano de zonificación de la capacidad portante.

2.2.4 Diseño de instrumentos

Fuentes

Testimonio directo de los pobladores acerca de las condiciones del terreno del Asentamiento Humano San Juan.

Para investigación documental se utilizó: textos, libros y revistas de la Biblioteca Especializada de la FICA y Biblioteca Central de la UNSM, libros y revistas especializadas particulares, proyecto de tesis e informes de ingeniería relacionados al tema y también se empleó la biblioteca virtual (INTERNET), normatividad y Reglamentos.

Municipalidad Distrital de la Banda de Shilcayo.

Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la FICA – UNSM.

INDECI.

Técnicas

Se utilizó las técnicas de observación, para la exploración del terreno.

Investigación de datos geológicos.

Realización de calicatas (exploración de suelos).

Ensayos de laboratorio.

Análisis de datos, para el cálculo de la capacidad portante.

Instrumentos

Se utilizó todos los instrumentos de campo necesarios para la obtención de la muestras.

Se utilizó todos los instrumentos que provea el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la FICA – UNSM.

Se utilizó diversos software para procesar la información y obtener los resultados finales.

2.2.5 Procesamiento de la información

2.2.5.1 Trabajo de campo

Después de haber realizado la exploración de campo en el área de influencia, por ende, la ubicación de calicatas, luego se procedió a realizar las excavaciones de las mismas.

Durante el proceso de excavación se observó e identificó la cantidad de estratos, al mismo tiempo se hace la extracción de las muestras de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

Asimismo, se hizo apuntes en un cuaderno de notas las características del suelo de forma visual como es el color, profundidad, si hay presencia de nivel freático, etc. y para el reconocimiento de cada calicata, se empleó una pizarra descrita las coordenadas UTM, número de calicata y nombre de la presente tesis de investigación.

2.2.5.1.1 Excavación de calicatas o pozos de exploración

Con la finalidad de determinar las propiedades físicas – mecánicas del suelo, perfil stratigráfico, verificar si hay presencia de nivel freático, los valores de la capacidad portante por zonas, para ello se han realizado 26 calicatas o pozo a cielo abierto, distribuidos en el área de estudio.

Muestreo disturbado o alterado

Se han recuperado muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados durante las excavaciones, en cantidad suficiente o representativa, para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Muestreo inalterado

Se han recuperado muestras inalteradas de las calicatas a una profundidad promedio de 3 metros y acondicionadas para el traslado al laboratorio.

Registro de excavaciones

Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como la altura de la extracción de las muestras, presencia de nivel de aguas freáticas, color, forma, textura, etc.

2.2.5.1.2 Espaciamiento y características de las calicatas

El espaciamiento de las calicatas y las características de cada una de ellas varían de acuerdo a la topografía, geología y ubicación de los puntos en dónde se van a realizar las excavaciones. Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D420, la cual es aplicable a todos los Estudios de Mecánica de Suelos (EMS).

La Norma E 050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), nos dice que se deben realizar excavaciones de tres calicatas por cada hectárea, asimismo otros especialistas del tema recomiendan que para obtener resultados más reales es necesario que las distancias entre las calicatas deben ser más cortas, lo que traería como consecuencia costos económicos muy elevados.

Por ser un estudio de zonificación, en el presente proyecto, se han realizado las excavaciones de 26 calicatas o pozos a cielo abierto a una profundidad de 3.00 m. y no se encontró nivel freático durante la jornada de excavación.

Teniendo en cuenta la Norma ASTM D 420 se realizaron el muestreo y traslado respectivo al laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín para realizar los ensayos correspondientes ya mencionados.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y cubos de madera, a los cuales para su identificación de acuerdo a la Norma, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Nombre del proyecto.

Ubicación de calicata.

Fecha de excavación.

Número de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

Responsable.

2.2.5.2 Ensayos de laboratorio

Una vez recolectado las muestras, se procedió a realizar los ensayos en el laboratorio correspondiente, dichos ensayos constan de: Contenido de humedad natural, peso específico relativo de los sólidos, peso volumétrico, límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad), granulometría por tamizado y corte directo residual, llenando los formatos establecidos proporcionados por el mismo laboratorio de suelos, dichas anotaciones serán procesadas cuidadosamente para evitar posibles errores y de esta manera se obtiene como resultado los parámetros indispensables para el proyecto, a continuación se detalla en la Tabla 20 la lista de ensayos de acuerdo a la Norma ASTM:

Tabla 20

Ensayos de acuerdo a la Norma ASTM

Ensayos estándar	Norma usada
Contenido de Humedad Natural	ASTM D 2216

Peso volumétrico (Determinación de la densidad In Situ)	ASTM D 422
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D 2218
Límites de consistencia o Límites de Atterberg	ASTM D 4318
Peso específico relativo de los sólidos	ASTM D 854
Ensayo especial	Norma usada
Corte directo	ASTM D 3080

Fuente: Norma ASTM

2.2.5.3 Trabajo en gabinete

Después de obtener toda la información requerida, ya sea de campo, en laboratorio y material bibliográfico, se procedió a emplear los programas computarizados o digitales, tales como: Microsoft Word, Microsoft Excel, Autocad (Versión 2017), para dar inicio el procesamiento de información, mediante gráficos, cuadros y planos, para dar a conocer la presente tesis.

2.2.5.4 Procedimiento para la zonificación

La zonificación planteada por el tesista se basó principalmente en el estudio de las propiedades físicas – mecánicas del suelo encontradas en las 26 calicatas realizadas en la zona de trabajo.

2.2.5.4.1 Determinación de la capacidad de carga admisible por falla local

La capacidad de carga última y capacidad admisible de carga de las calicatas C – 01, C – 02, C – 03, C – 04, C – 5, C – 06, C – 07, C – 08, C – 09, C – 10, C – 11, C – 12, C – 13, C – 14, C – 14, C – 16, C – 17, C – 18, C – 19, C – 20, C – 21, C – 22, C – 23, C – 24, C – 25 y C – 26, serán determinadas aplicando la teoría de Karl Terzaghi, utilizando las siguientes expresiones:

Caso de falla local

1. Cimentación cuadrada (Ecuación 36)

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

2. Capacidad de carga admisible (Ecuación 38)

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo

γ = Peso unitario del suelo

q = γD_f

N'_c, N'_q, N'_γ = Factores de capacidad de carga modificados en función del ángulo de fricción del suelo (\emptyset).

q_u = Capacidad de carga última bruta

FS = Factor de seguridad

q_{adm} = Capacidad de carga bruta admisible

2.2.5.4.1.1 Cálculos justificatorios

Los cálculos de la capacidad portante se han efectuado de acuerdo a las formulas planteadas anteriormente. Asimismo la información que se consiga en todas las calicatas, son extraídas del anexo 2: Estudio de Mecánica de Suelos.

Calicata C – 02

Ángulo de fricción interna	:	\emptyset	=	28.00°
Cohesión	:	C	=	0.24 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.77 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D_w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D_f	=	1.50 m <> 150 cm
Factor de carga	:	N'_c	=	17.13

		N'_q	=	7.07
		N'_γ	=	3.29
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m \triangleleft 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 5.674 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.891 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 04

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	28.00°
Cohesión	:	C	=	0.23 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.79 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D_w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D_f	=	1.50 m \triangleleft 150 cm
Factor de carga	:	N'_c	=	17.13
		N'_q	=	7.07
		N'_γ	=	3.29
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m \triangleleft 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 5.550 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.850 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 05

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	26.00°
Cohesión	:	C	=	0.21 Kg/cm ²

Densidad natural	:	γ_h	=	$1.79 \times 10^{-3} \text{ Kg/cm}^2$
Nivel freático	:	D_w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D_f	=	1.50 m \triangleleft 150 cm
Factor de carga	:	N'_c	=	15.53
		N'_q	=	6.05
		N'_γ	=	2.59
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m \triangleleft 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 4.637 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.546 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 06

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	25.00°
Cohesión	:	C	=	0.19 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	$1.76 \times 10^{-3} \text{ Kg/cm}^2$
Nivel freático	:	D_w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D_f	=	1.50 m \triangleleft 150 cm
Factor de carga	:	N'_c	=	14.80
		N'_q	=	5.60
		N'_γ	=	2.25
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m \triangleleft 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 4.075 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.358 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 16

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	25.00°
Cohesión	:	C	=	0.18 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.76 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D _w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D _f	=	1.50 m <> 150 cm
Factor de carga	:	N' _c	=	14.80
		N' _q	=	5.60
		N' _γ	=	2.25
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m <> 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 3.946 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.315 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 17

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	25.00°
Cohesión	:	C	=	0.17 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.76 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D _w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D _f	=	1.50 m <> 150 cm
Factor de carga	:	N' _c	=	14.80
		N' _q	=	5.60
		N' _γ	=	2.25
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m <> 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 3.818 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.273 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 22

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	28.00°
Cohesión	:	C	=	0.25 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.80 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D _w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D _f	=	1.50 m <> 150 cm
Factor de carga	:	N' _c	=	17.13
		N' _q	=	7.07
		N' _{γ}	=	3.29
Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m <> 100 cm
Factor de seguridad	:	FS	=	3.00

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 5.859 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.953 \text{ Kg/cm}^2$$

Calicata C – 26

Ángulo de fricción interna	:	ϕ	=	26.00°
Cohesión	:	C	=	0.22 Kg/cm ²
Densidad natural	:	γ_h	=	1.78 x 10 ⁻³ Kg/cm ²
Nivel freático	:	D _w	=	-
Profundidad de cimentación	:	D _f	=	1.50 m <> 150 cm
Factor de carga	:	N' _c	=	15.53
		N' _q	=	6.05

$$N'_y = 2.59$$

$$\text{Ancho de la cimentación} : B = 1.00 \text{ m} \lessgtr 100 \text{ cm}$$

$$\text{Factor de seguridad} : FS = 3.00$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene:

$$q_u = 4.762 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore q_{adm} = 1.587 \text{ Kg/cm}^2$$

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resultados

3.1.1 Exploración de suelos

Tabla 21

Resultados de la exploración de campo – Resumen

Calicata	Prof. de nivel freático (m)	Prof. a cielo abierto (m)
1	NP	3.00
2	NP	3.00
3	NP	3.00
4	NP	3.00
5	NP	3.00
6	NP	3.00
7	NP	3.00
8	NP	3.00
9	NP	3.00
10	NP	3.00
11	NP	3.00
12	NP	3.00
13	NP	3.00
14	NP	3.00
15	NP	3.00
16	NP	3.00
17	NP	3.00
18	NP	3.00
19	NP	3.00
20	NP	3.00
21	NP	3.00
22	NP	3.00
23	NP	3.00
24	NP	3.00

25	NP	3.00
26	NP	3.00

Fuente: Elaboración Propia

3.1.2 Ensayos de laboratorio

Tabla 22

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 01

Características	Calicata N°01
Físico - Mecánicas	
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.14
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.13
Índice Plástico (%)	12.01
% Pasa Tamiz N°04	99.80
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	58.88
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	16.69
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 02

Características	Calicata N°02
Físico - Mecánicas	
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.15
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	19.30
Índice Plástico (%)	13.85
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	57.93
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	16.80
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 03

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°03
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.18
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.14
Índice Plástico (%)	12.04
% Pasa Tamiz N°04	99.80
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	59.30
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.62
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 04

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°04
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	34.89
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.65
Índice Plástico (%)	13.24
% Pasa Tamiz N°04	99.70
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	59.49
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.01
Profundidad de Perforación (m).	0.10-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 05

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°05
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.58
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.57
Índice Plástico (%)	13.01
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.70
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.91
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 06

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°06
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.26
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	19.01
Índice Plástico (%)	18.25
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	60.33
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(7)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.77
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 07

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°07
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	38.12
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.60
Índice Plástico (%)	13.52
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.85
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(7)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.05
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 08

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°08
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.59
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.49
Índice Plástico (%)	13.10
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	65.02
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.93
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 30

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 09

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°09
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	36.95
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.53
Índice Plástico (%)	12.42
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	65.45
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.18
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 10

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°10
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	36.70
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	23.80
Índice Plástico (%)	12.90
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	66.03
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	13.81
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 11

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°11
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.12
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.19
Índice Plástico (%)	11.93
% Pasa Tamiz N°04	99.90
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	59.05
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	16.01
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 33

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 12

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°12
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.15
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.13
Índice Plástico (%)	12.02
% Pasa Tamiz N°04	99.90
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	59.20
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.40
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 34

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 13

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°13
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.03
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.02
Índice Plástico (%)	12.01
% Pasa Tamiz N°04	99.90
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	58.87
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.54
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 35

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 14

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°14
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.44
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	20.13
Índice Plástico (%)	17.31
% Pasa Tamiz N°04	99.59
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	56.93
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	11.02
Profundidad de Perforación (m).	0.15-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 36

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 15

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°15
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.58
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.58
Índice Plástico (%)	13.00
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.75
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.48
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 16

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°16
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	38.27
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.65
Índice Plástico (%)	13.62
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	65.09
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(7)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.45
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 38

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 17

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°17
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	38.24
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.62
Índice Plástico (%)	13.62
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	65.04
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(7)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.39
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 18

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°18
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.59
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.56
Índice Plástico (%)	13.03
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.76
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.40
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 19

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°19
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.59
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.49
Índice Plástico (%)	13.10
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.95
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.12
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 41

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 20

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°20
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	32.87
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.04
Índice Plástico (%)	11.83
% Pasa Tamiz N°04	99.91
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	58.68
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.43
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 42

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 21

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°21
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	34.15
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.88
Índice Plástico (%)	12.27
% Pasa Tamiz N°04	99.92
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	60.28
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.12
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 43

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 22

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°22
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	33.18
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.17
Índice Plástico (%)	12.01
% Pasa Tamiz N°04	99.78
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	58.89
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	17.25
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 23

Características	Calicata N°23
Físico - Mecánicas	
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	34.20
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.89
Índice Plástico (%)	12.31
% Pasa Tamiz N°04	99.82
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	59.82
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(5)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.09
Profundidad de Perforación (m).	0.30-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 45

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 24

Características	Calicata N°24
Físico - Mecánicas	
Limite Liquido (%) ASTM – D-4318	37.31
Limite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.34
Índice Plástico (%)	12.97
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	64.26
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	14.57
Profundidad de Perforación (m).	0.15-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 25

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°25
Límite Líquido (%) ASTM – D-4318	37.60
Límite Plástico (%) ASTM – D-4318	24.57
Índice Plástico (%)	13.03
% Pasa Tamiz N°04	100.00
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	65.04
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(6)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.97
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47

Resultados de los Ensayos Estándar – Calicata C – 26

Características	
Físico - Mecánicas	Calicata N°26
Límite Líquido (%) ASTM – D-4318	39.20
Límite Plástico (%) ASTM – D-4318	21.96
Índice Plástico (%)	17.24
% Pasa Tamiz N°04	99.79
%Pasa Tamiz N°200 ASTM-D-422	61.69
Clasificación SUCS ASTM – D-2216	CL
Clasificación AASHTO	A-6(7)
Humedad Natural (%) ASTM – D - 2216	15.47
Profundidad de Perforación (m).	0.20-3.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48

Resultados de los Ensayos Especiales – Resumen

Calicata	Cohesión “C” (Kg/cm2)	Angulo de fricción (φ)	Peso específico del suelo “γ” (gr/cm3)
C – 02	0.24	28°	1.77
C – 04	0.23	28°	1.79
C – 05	0.21	26°	1.79
C – 06	0.19	25°	1.76
C – 16	0.18	25°	1.76
C – 17	0.17	25°	1.76
C – 22	0.25	28°	1.80
C – 25	0.22	26°	1.78

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3 Determinación de la capacidad portante

Tabla 49

Resultados de la Capacidad Portante del Suelo – Resumen

Calicata	Ancho de la cimentación “B” (m)	Prof. De desplante “Dr” (m)	Peso específico del suelo “γ” (gr/cm3)	Facto de seguridad “FS”	Capacidad portante “q_{adm}” (kg/cm2)
C – 02	1.00	1.50	1.77	3.00	1.891
C – 04	1.00	1.50	1.79	3.00	1.850
C – 05	1.00	1.50	1.79	3.00	1.546
C – 06	1.00	1.50	1.76	3.00	1.358
C – 16	1.00	1.50	1.76	3.00	1.315
C – 17	1.00	1.50	1.76	3.00	1.273
C – 22	1.00	1.50	1.80	3.00	1.953
C – 25	1.00	1.50	1.78	3.00	1.587

Fuente: Elaboración Propia

3.1.4 Resumen del estudio

Tabla 50

Cuadro Resumen

Calicata	Prof. (m)	%H (Prom.)	SUCS	N.F	“C” (kg/cm2)	“φ”	“q_{adm}” (KG/CM2)
01	3.00	16.69	CL	-	-	-	-
02	3.00	16.80	CL	-	0.24	28°	1.891
03	3.00	15.62	CL	-	-	-	-
04	3.00	15.01	CL	-	0.23	28°	1.850
05	3.00	14.91	CL	-	0.21	26°	1.546
06	3.00	15.77	CL	-	0.19	25°	1.358
07	3.00	14.05	CL	-	-	-	-
08	3.00	14.93	CL	-	-	-	-
09	3.00	14.18	CL	-	-	-	-
10	3.00	13.81	CL	-	-	-	-
11	3.00	16.01	CL	-	-	-	-
12	3.00	15.40	CL	-	-	-	-
13	3.00	15.54	CL	-	-	-	-
14	3.00	11.02	CL	-	-	-	-
15	3.00	15.48	CL	-	-	-	-
16	3.00	15.45	CL	-	0.18	25°	1.315
17	3.00	15.39	CL	-	0.17	25°	1.273

18	3.00	15.40	CL	-	-	-	-
19	3.00	14.12	CL	-	-	-	-
20	3.00	15.43	CL	-	-	-	-
21	3.00	15.12	CL	-	-	-	-
22	2.50	17.25	CL	-	0.25	28°	1.953
23	3.00	15.09	CL	-	-	-	-
24	3.00	14.57	CL	-	-	-	-
25	2.30	15.97	CL	-	0.22	26°	1.587
26	2.30	15.47	CL	-	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

3.2 Discusión de resultados

Para el desarrollo de campo, primero se determinó la cantidad de puntos basándose en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, que nos indica que por cada hectárea se debe planificar tres puntos, teniendo en cuenta el área delimitada de estudio que consta una superficie de 9.15 Ha, obteniendo así un total de 26 calicatas a realizar, luego se procedió al reconocimiento total al área de estudio para la ubicación de los puntos o calicatas, teniendo a la mano el plano catastral del distrito de la Banda de Shilcayo otorgada por el municipio del distrito mencionado, una vez ya explorada, se ubicó estratégicamente dichos puntos en intersecciones de las calles de las manzanas existentes en el área delimitada del Asentamiento Humana San Juan. Cabe indicar que la exploración del suelo y estudios en laboratorio se desarrollaron entre los meses de Diciembre (2017) y Enero (2018).

Los suelos presentaban afirmado compuesto por un suelo gravoso arcillosos limosos de 0.15 metros con gravas hasta de 2" de diámetro en la primera capa del suelo (0.15 – 0.20m), según lo observado en la exploración de las calicatas del área en estudio presenta por lo general suelos arcillosos de mediana plasticidad.

Para la determinación de la profundidad de exploración de las calicatas, se consideró una profundidad de 3.00 m. recomendada por el Ing. Enrique N. Martínez Quiroz en su trabajo de Manual de Mecánica de Suelos y teniendo en cuenta la Norma E.050 que el D_f mínimo es de 1.50 m., puesto que a esa profundidad el suelo presenta la resistencia mínima requerida para realizar una cimentación superficial. Cabe mencionar también que en las calicatas exploradas no se encontraron Nivel Freático. Estos resultados se muestran en el **Cuadro 1**.

3.2.1 Ensayos de laboratorio

Se ha desarrollado los ensayos de contenido de humedad, peso específico relativo de los sólidos, peso volumétrico, límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad), granulometría por tamizado y corte directo residual, teniendo en consideración las normas establecidas vigentes. Dichos ensayos se realizaron en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín. Asimismo, estos ensayos han permitido determinar las propiedades físicas – mecánicas del terreno de fundación, así también como el tipo y demás parámetros para la su clasificación.

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio se mencionan a continuación:

En las calicatas C – 01 al C – 26 existe presencia de suelos arcillosos inorgánicos de mediana plasticidad (CL), de consistencia dura con finos de 56.93% a 66.03%, con límite líquido de 11.02% a 17.25%, color amarillo con resistencia al corte de regular a mala en condiciones saturadas con porcentaje de arena del 33.97 % al 42.66%. Con respecto a la calicata C – 14, a partir de – 1.60 metros se pudo apreciar gravas areniscas cuarzosas de 2” hasta 6” de diámetro.

Del mismo modo los resultados que mostraron los ensayos de laboratorio especiales, como el corte directo, nos dicen lo siguiente:

Se realizaron 08 ensayos de corte directo, se pudo observar que el ángulo de fricción va desde 25° – 28° , esto depende fundamentalmente de la granulometría, forma, tamaño y disposición de las partículas; de tal manera se tiene para este caso, que el ángulo de fricción ofrece una mejor resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas, con una cohesión de este tipo de suelo con valores de 0.17 – 0.25 Kg/cm², esto debido también a que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se

tiene que para este caso el porcentaje (%) de contenido de humedad presenta valores de 11.02% – 17.25%. Estos resultados se muestran del **Cuadro 2** al **Cuadro 27**.

3.2.2 Determinación de la capacidad portante del suelo

Se ha procedido a determinar la capacidad portante del suelo del Asentamiento Humano San Juan, distrito de la Banda de Shilcayo, teniendo en cuenta lo siguiente:

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio para cada calicata, se pudo obtener los siguientes parámetros necesarios de: cohesión, ángulo de fricción, peso específico del suelo, tipo de suelo, información complementaria para determinar los valores de capacidad de carga admisible.

Del mismo teniendo en consideración la RNE, Norma E.050, capítulo de suelos y cimentaciones (2006, pg. 231), y lo dispuesto por Braja M. Das (2012, pg. 133), para una $D_f \leq B$, se tiene que el suelo a esa profundidad, no posee la resistencia necesaria, de tal manera que se ha optado por una profundidad de desplante no menor a 0.80 m ($D_f = 1.50$ m), y un ancho de cimentación ($B = 1.00$ m), esto para que la relación profundidad /ancho (D_f/B) sea menor o igual a cinco (5) y de esta manera se pueda considerar cimentaciones superficiales.

Se ha optado por aplicar la teoría de Karl Terzaghi, señalado por Braja M. Das (2012, pg. 133 – 141), para el caso de una falla local en cimentaciones cuadradas 1.00 x 1.00 m, ya que esta teoría nos proporciona resultados más seguros, es decir nos permite trabajar en el caso más desfavorable al momento de proyectar una cimentación, debido a que los valores de la capacidad portante que se obtiene al aplicar esta teoría son menores. Asimismo de acuerdo a la RNE, Norma E.050, capítulo de suelos y cimentaciones (2006, pg. 232), se ha considerado un factor de seguridad ($FS = 3.00$), para efectos del cálculo.

Los valores obtenidos del cálculo de la capacidad admisible por corte de las calicatas C – 02, C – 04, C – 05, C – 06, C – 16, C – 17, C – 22 y C – 25 va desde 1.273 – 1.953 Kg/cm², de acuerdo a estos resultados, según Lara Montani José Luis (“Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor” – 1994, pg. 204), para suelo con características CL, son considerados de condición habitable. Estos resultados se pueden apreciar en el **Cuadro 29**.

3.2.3 Zonificación de la capacidad portante

Anteriormente se había mencionado que se tomaron 08 muestras inalteradas pertenecientes a las calicatas C – 02, C – 04, C – 05, C – 06, C – 16, C – 17, C – 22 y C – 25 para determinar los parámetros que fueron empleados para el cálculo de la capacidad de carga admisible. Una vez ya obtenidos los valores, tomamos rangos distribuidos de la siguiente manera:

Zona I: Presenta el siguiente rango de $q_{adm} = 1.00 - 1.45 \text{ Kg/cm}^2$.

Zona II: Presenta el siguiente rango de $q_{adm} = 1.50 - 2.00 \text{ Kg/cm}^2$.

Se ha realizado esta metodología con el único fin de poder unir cada una de las calicatas que contengan resultados similares.

Según Lara Montani José Luis (“Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor” – 1994, pg. 204) los valores de capacidad portantes de las zonas I y II son considerados de condición habitable, en pocas palabras, las zonas I y II son las más adecuadas desde el punto de vista geotécnico con fines de cimentación.

3.2.4 Contrastación de la hipótesis

Sabiendo la cantidad de puntos o calicatas, habiendo realizado la exploración de campo, tomando en consideración los diferentes aspectos como fue el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.050 Suelos y Cimentaciones) y demás publicaciones bibliográficas ya antes mencionadas, para la obtención de las muestras. Dicho de esta manera, la investigación realizada trajo como resultado un total de 26 calicatas o puntos, de las cuales se extrajo 26 muestras alteradas y 16 muestras inalteradas, cabe señalar que todas las calicatas exploradas no mostraban indicios de nivel freático durante la excavación.

Todas las muestras extraídas fueron transportadas cuidadosamente como se indicaba en la Norma E.050 de acuerdo al tipo de ensayo realizado, luego se procedió a realizar los ensayos para obtener los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad portante, aplicando la Teoría de Karl Terzaghi para el caso de Falla local para cimentaciones cuadradas, la cual se obtuvo los valores dentro del rango de $1.00 - 2.00 \text{ Kg/cm}^2$ respectivamente. Para luego ser analizadas por zona de acuerdo a valores bajos a altos de nuestros resultados. Dichos ensayos también nos permitió dar a conocer las propiedades físicas – mecánicas de nuestro suelo y por ende a su clasificación de acuerdo a SUCS y AASHTO.

Por consiguiente, se analizó los valores de capacidad de carga del suelo y se identificaron 02 zonas (Zona I y Zona II) y presenta el siguiente rango:

Zona I: $q_{adm} = 1.00 - 1.45 \text{ Kg/cm}^2$.

Zona II: $q_{adm} = 1.50 - 2.00 \text{ Kg/cm}^2$.

Así mismo, teniendo en consideración estos resultados y comparando con los resultados obtenidos en el estudio de “Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor” del autor Lara Montani, se indica que ambas zonas analizadas presenta suelos de condición habitable.

Para culminar, de todo lo dicho anteriormente, podemos afirmar lo siguiente: Se puede determinar los valores de Capacidad Portante del suelo del Asentamiento Humano San Juan mediante el estudio de Mecánica de Suelos, ello nos permite dar a conocer los parámetros que son indispensables para conocer esos valores la cual nos permitirá hacer la zonificación y permitirá proponer cimentaciones adecuadas para las diferentes obras de ingeniería civil que se quiera ejecutar en la localidad, por lo tanto se concluye que la hipótesis planteada en esta investigación si es válida. Al demostrar la hipótesis en este trabajo de investigación se ha cumplido con los objetivos planteados.

CONCLUSIONES

Tomando en consideración los objetivos planteados, la hipótesis y el análisis de los resultados, se puede formular las siguientes conclusiones:

- En la exploración de campo, para determinar la cantidad de puntos a muestrear, se tomó en cuenta la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual en el Artículo 11 nos indica que para determinar la cantidad de puntos de investigación considerando Urbanizaciones para viviendas, hacer 03 puntos por cada Ha. de terreno habilitado. En nuestro caso por tener una superficie delimitada de 9.15 Ha. haciendo un total de 26 calicatas que fueron distribuidas estratégicamente en la zona de estudio.
- Durante el proceso de excavación de calicatas a una profundidad de 3.00 m., no se presentaron nivel freático y de los resultados obtenidos de los ensayos estándar muestran un porcentaje de humedad desde 11.02% – 17.25%, es decir, el suelo se encuentra en estado semiseco, puesto que la excavación se realizaron durante la segunda mitad del mes de Diciembre (2017) y la primera semana del mes de Enero (2018), que generalmente son épocas en que no se dan mayores precipitaciones en la zona.
- Según resultados de los ensayos de laboratorio y de haberlos analizados, se concluye que el tipo de suelo predominante en la zona de estudio es CL (suelo arcilloso de mediana plasticidad), lo cual se pudo constatar de la clasificación SUCS, también se obtuvieron valores de cohesión que van desde 0.17 – 0.25 Kg/cm² y ángulo de fricción entre 25 – 28°, de acuerdo a estos parámetros, es característico de los suelos arcillosos.
- Los valores de la capacidad portante están en el rango general de 1.00 – 2.00 Kg/cm², se obtuvo mediante la aplicación de la teoría de Karl Terzaghi para el caso de Falla local para cimentaciones cuadradas.
- Se realizó la zonificación de capacidad portante de acuerdo a los valores obtenidos mediante el cálculo, se identificaron 02 zonas (Zona I y Zona II), la Zona I abarca valores que se encuentran dentro del rango de 1.00 – 1.45 Kg/cm², y la Zona II abarca los siguientes valores dentro del rango de 1.50 – 2.00 Kg/cm², se hizo esta metodología con el único fin de poder unir cada una de las calicatas que contengan resultados similares.

- Las Zonas I y II de acuerdo a sus valores de capacidad portante son considerados de condición habitable, o también podemos interpretarlo de la siguiente manera, son las más adecuadas desde el punto de vista geotécnico con fines de cimentación.
- Se realizaron los planos de ubicación, capacidad portante, clasificación de suelos y perfil estratigráfico como se muestran en los Anexos.

RECOMENDACIONES

- Es recomendable que al momento de diseñar una cimentación, se debe de tener en consideración el tipo de edificación que se va a proyectar; asimismo, todas las cargas actuantes o cargas de servicio, que son condiciones básicas estructurales, ya que estas serán transmitidas al terreno de fundación, y así tomar precauciones en caso de existir algún tipo de inconveniente o problema.
- Se recomienda remover materiales inadecuados como por ejemplo, suelo orgánico, turbas, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario, antes de construir la edificación.
- Se recomienda a la Municipalidad distrital de la Banda de Shilcayo a utilizar el presente proyecto de investigación con fines mejoramiento en la gestión y planeamiento territorial, esto contribuirá de soporte geotécnico para la ejecución de diversas obras de ingeniería y facilitará a la población del Asentamiento Humano San Juan para uno de los requisitos para la licencia de construcción de su vivienda y/o local comercial, debido a que el costo del estudio de mecánica de suelos no es muy económico.
- Las cimentaciones a considerar en las Zonas I y II que presentan una capacidad portante de condición habitable, serán zapatas cuadrangulares por considerarse un suelo duro de acuerdo a los resultados obtenidos del ensayo de Límites de Atterberg, presentando valores de un índice de consistencia (I_c) mayores de 1.00.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

❖ Bibliografía

- Berry, P. & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. Editorial McGraw – Hill, primera edición, Argentina.
- BOWLES, Joseph E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. Editorial McGraw – Hill, primera edición, México.
- B. PECK, Ralph y KARL TERZAGHI. (1955). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Editorial El Ateneo, segunda edición, México.
- B. PECK, Ralph y otros. (1983). *Ingeniería de cimentaciones*. Editorial Limusa, segunda edición, México.
- BRAJA M., Das. (2001). *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*. Thomson Editoriales, cuarta edición, México.
- BRAJA M., Das. (2015). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning Editores, cuarta edición, México.
- BRAJA M., Das. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning Editores, séptima edición, México.
- BRIONES ALVA, María Emérita e IRIGOIN GONZALES, Nelson Ulices. (2015). Tesis de grado: *Zonificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la capacidad portante del suelo, para viviendas unifamiliares en la expansión urbana del anexo Lucmacucho Alto – Sector Lucmacucho, distrito de Cajamarca*, Universidad Privada del Norte, Perú.
- CAMPOS, Jorge y GUARDIA Germán. (2005). Tesis de grado: *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de suelos I CIV 219*. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- CASMA CARHUAYO, Jimmy. (2007). Informe técnico: *Estudios de suelos para la implementación de juzgados de paz letrados en comisarías en la zona de frontera – Comisaría de Huancabamba*. Perú.

- CHÁVEZ RAMÍREZ, Heleny del Carmen. (2015). Tesis de grado: *Determinación de la capacidad portante del sector Coperholta, distrito de Tarapoto, Provincia de San Martín, Región San Martín*. Perú.
- CHURA AROCUTIPA, Edgar. (2012). Tesis de grado: *Evaluación y propuesta de un plan de gestión del riesgo de origen sísmico en el distrito de Ciudad Nueva – Tacna*. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Perú.
- CÓRDOVA FLORES, Raúl. (2010). Informe de Ingeniería. *Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación del proyecto de la I.E N° 0101 Luis Walter Alvarado Bartra, Distrito – Chazuta*. Perú.
- CRESPO VILLALAZ, Carlos. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Editorial Limusa, quinta edición, México.
- DUQUE E., Gonzalo y otros. (2002). *Origen, formación y constitución del suelo*. Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia, 2002.
- FRATELLI, María Graciela. (1993). *Suelos, fundaciones y muros*. Bonalde Editores, primera edición, Venezuela.
- JUÁREZ B., Eulalio y RICO, R. Alfonso. (1992). *Mecánica de suelos. Tomo I*. Editorial Limusa, tercera edición, México.
- JUÁREZ B., Eulalio y RICO, R. Alfonso. (1992). *Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Tomo II*. Editorial Limusa, tercera edición, México.
- TERZAGHI, Karl Von. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley. Estados Unidos.
- LAMBE T., William y WHITMAN, Robert V. (2004). *Mecánica de Suelos*. Editorial Limusa, México, 2004.
- LARA MONTANI, José Luis. (1994). Tesis de grado: *Microzonificación Sísmica de las ciudades de Moyobamba, Rioja y Soritor*. Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- L. BERRY, Peter y REID, David. (1993). *Mecánica de Suelos*. Editorial McGraw – Hill, primera edición, Argentina.
- MARTÍNEZ QUIROZ, Enrique Napoleón. (2003). *Manual de mecánica de suelos I*.

Universidad Nacional de San Martín, Perú.

MARTÍNEZ QUIROZ, Enrique Napoleón. (2009). *Manual de mecánica de suelos II*. Universidad Nacional de San Martín.

MEDINA SEMINARIO, José Alfredo. (2002). Tesis de grado: *Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales*. Perú.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050, Suelos y Cimentaciones*. Diario Oficial “El Peruano”, Perú.

ROCHA SANDOVAL, César Augusto. (2010). Tesis de grado: *Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales*, Perú.

TAVERA, Hernando. (2012). Informe técnico: *Zonificación sísmica – geotécnica del área urbana de Carapongo, Lurigancho – Chosica*. Instituto Geográfico del Perú.

TOMLINSON, M. J. (2001). *Foundation design and construction*. Editorial Pearson Education Limited, séptima edición, Inglaterra.

VERRUIJT, Arnold. (2001). *An introduction to Soil Mechanics*. Delft University of Technology, Países Bajos.

VILLALOBOS RÍOS, Rodolfo Armando. (2014). Tesis de grado: *Estudio de la capacidad portante de los suelos del centro poblado Las Palmas, distrito de la Banda de Shilcayo*. Perú.

W. TAYLOR, Donald. (1961). *Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos*. Compañía Editorial Continental, primera edición, México.

❖ **Linkografía**

GLOSARIOS, (<https://glosarios.servidor-alicante.com/geotecnia>), visita mayo 2018.

REPOSITORIO DE TESIS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN, (<http://repositorio.unsm.edu.pe/discover>), visita febrero 2018.

REPOSITORIO DE TESIS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA,

(<http://cybertesis.uni.edu.pe/simple-search?query=capacidad+portante>), visita febrero 2018.

REPOSITORIO DE TESIS DE LA UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO,
(<http://repositorio.usfq.edu.ec/simple-search?query=capacidad+portante>), visita febrero 2018.

ANEXOS

ANEXO 1: Constancia de ejecución de ensayos de laboratorio

ANEXO 2: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO 2.1: Ensayos Estándar de laboratorio

ANEXO 2.2: Ensayos Especiales (Corte Directo)

ANEXO 2.3: Registros de Excavación

ANEXO 3: Panel Fotográfico

ANEXO 3.1: Exploración de suelos

ANEXO 3.1.1: Ubicación área de estudio

El área delimitada de estudio definido para el presente proyecto de tesis es el Asentamiento Humano San Juan.

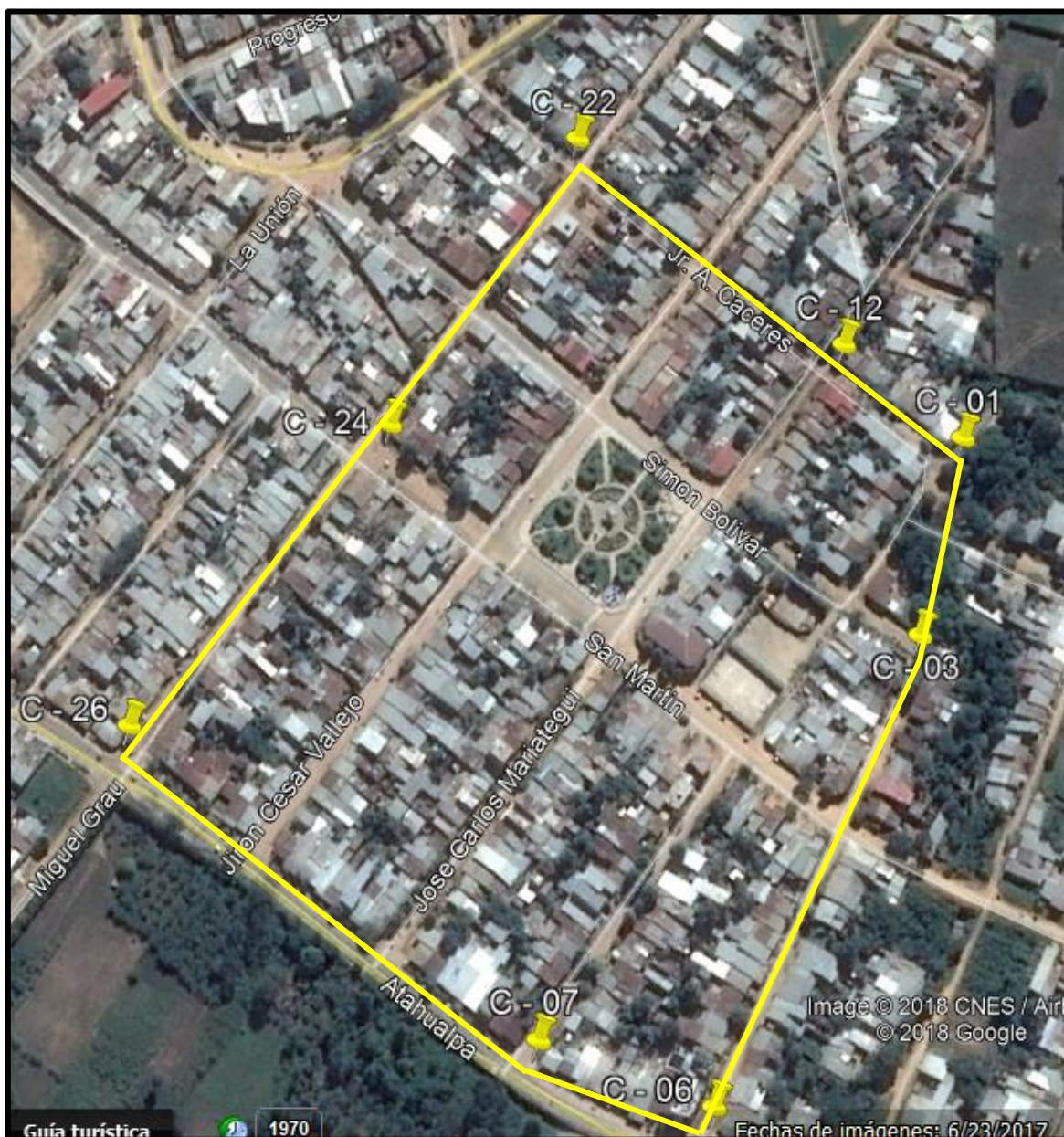


Foto N° 01: Imagen captada del Google Earth de la zona explorada.

El tamaño de las calicatas realizadas fue de 1.40 x 1.00 m. y 3.00 m. de profundidad aproximadamente.



Foto N° 02: Excavación de calicata dejando gradas para facilitar en la extracción de muestras.

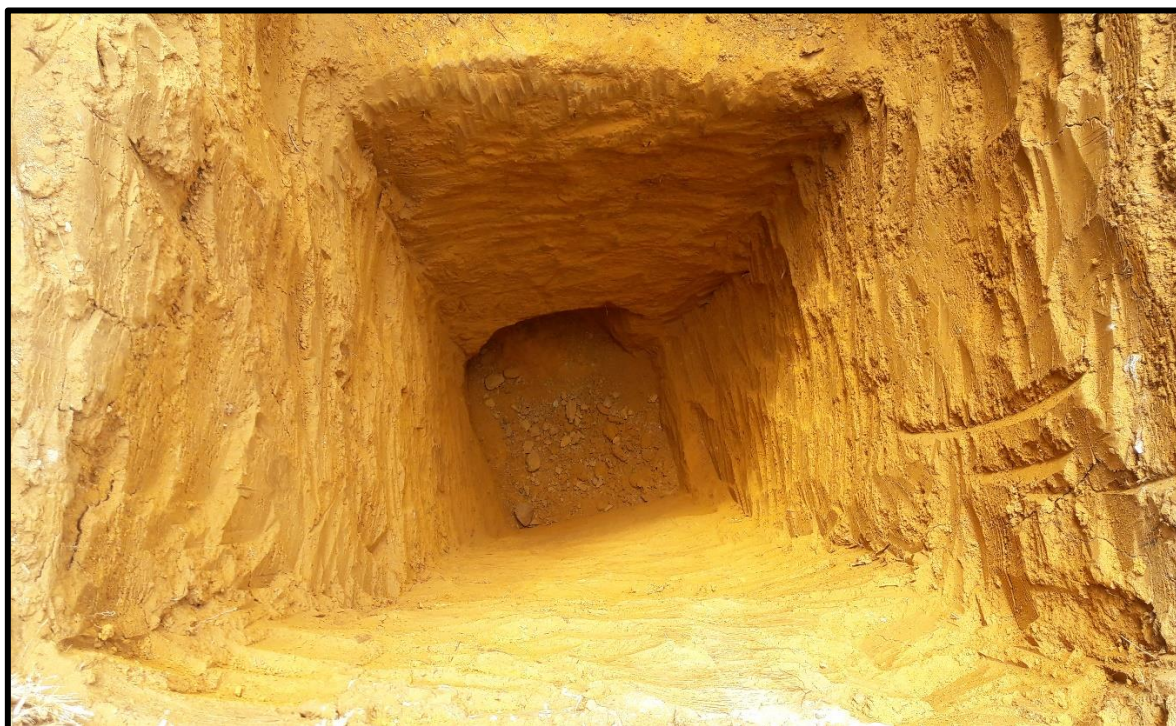


Foto N° 03: Excavación a una profundidad de 3.00 m, podemos hacer el reconocimiento a simple vista de tipos de suelos que se encuentren en dicha calicata. Se realiza el registro de excavación.



Foto N° 04: Se realiza la extracción de las muestras alteradas en bolsa para realizar los ensayos estándar antes mencionados.



Foto N° 05: Se realiza la extracción de las muestras inalteradas.

CALICATA C – 01

Coordenadas : 9281535N – 350933E

Altitud : 326.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Víctor Raúl Haya de la Torre – Jr. Andrés Avelino Cáceres.



Foto N° 06: Vista de la calicata C – 01, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. A una profundidad de 0.20 m. se observó que presenta afirmado compuesto por un suelo gravoso arcilloso limoso de 0.15 m. con gravas hasta 2” de diámetro. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad.

CALICATA C – 02

Coordenadas : 9281483N – 350862E

Altitud : 321.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Víctor Raúl Haya de la Torre – Jr. Simón Bolívar.

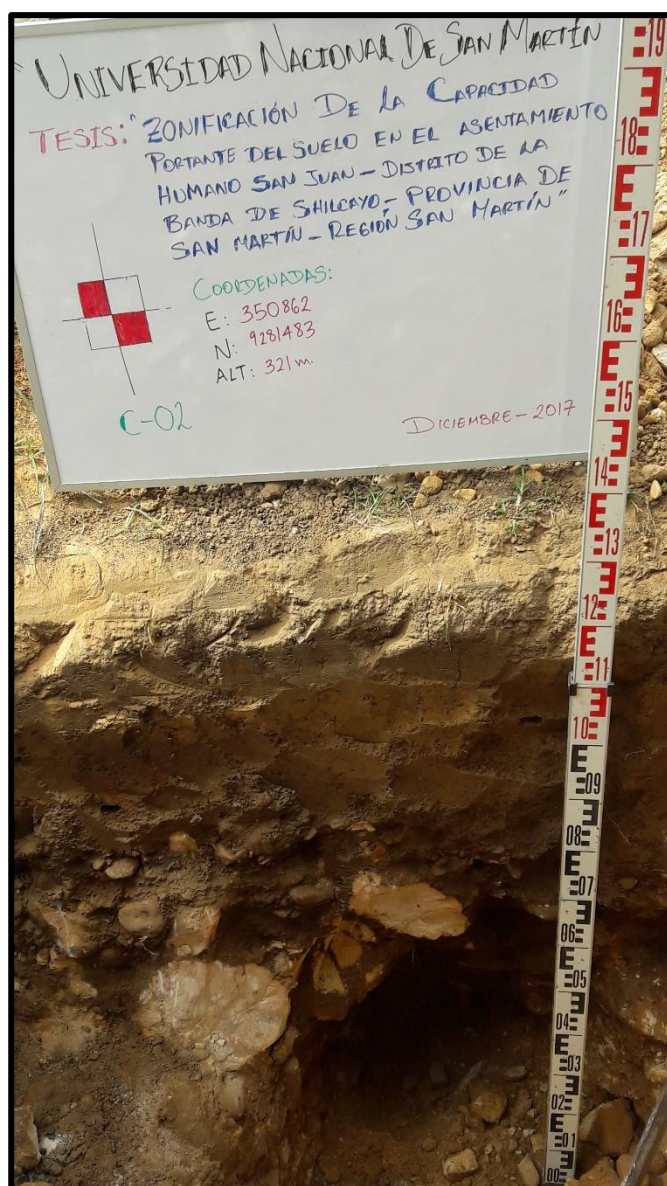


Foto N° 07: Vista de la calicata C – 02, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. A una profundidad de 0.20 m. se observó que presenta afirmado compuesto por un suelo gravoso arcilloso limoso de 0.15 m. con gravas hasta 2” de diámetro. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad.

CALICATA C – 03

Coordenadas : 9281456N – 350890E

Altitud : 317.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Francisco Izquierdo Ríos – Jr. Simón Bolívar.

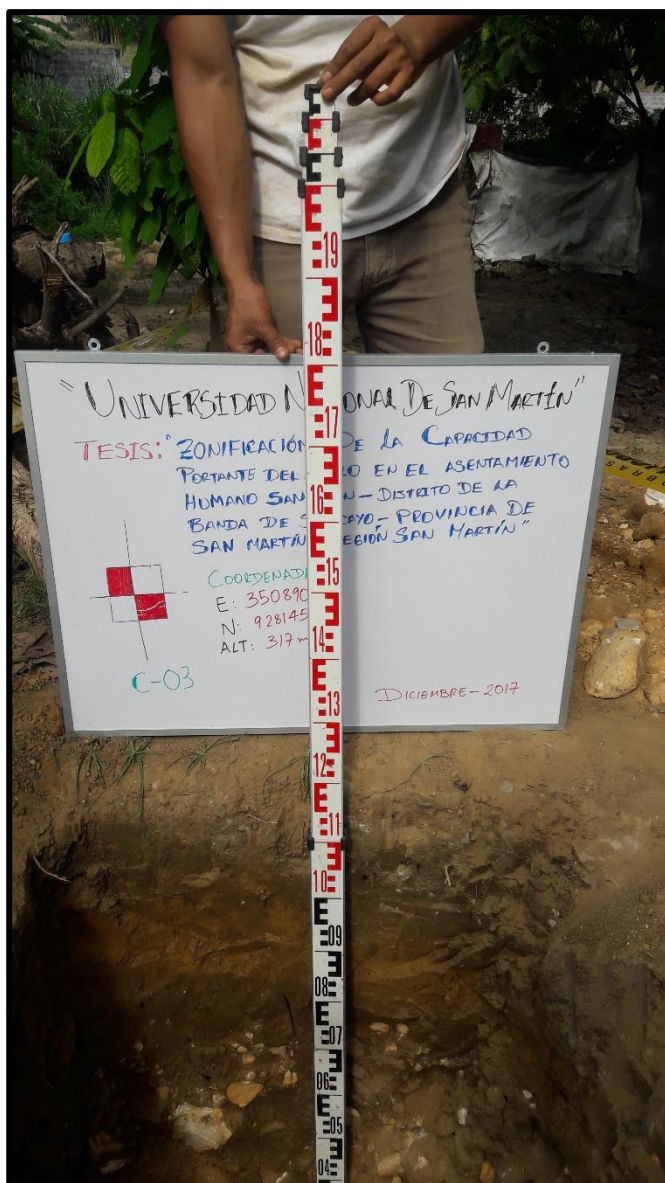


Foto N° 08: Vista de la calicata C – 03, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. Se observa una capa delgada de material inorgánico. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad.

CALICATA C – 04

Coordenadas : 9281388N – 350833E

Altitud : 324.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Francisco Izquierdo Ríos – Av. San Martín.

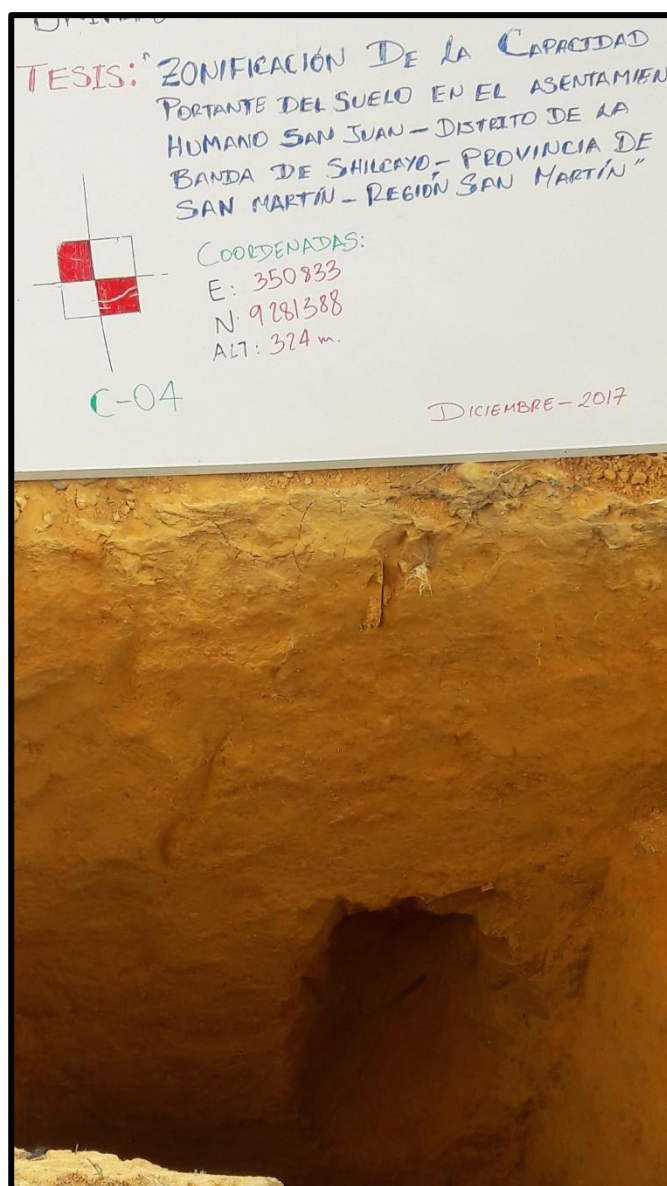


Foto N° 08: Vista de la calicata C – 04, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. A una profundidad de 0.10 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico amarillento de mediana plasticidad. Y se observa que ya se extrajo la muestra alterada.

CALICATA C – 05

Coordenadas : 9281336N – 350781E

Altitud : 313.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Francisco Izquierdo Ríos

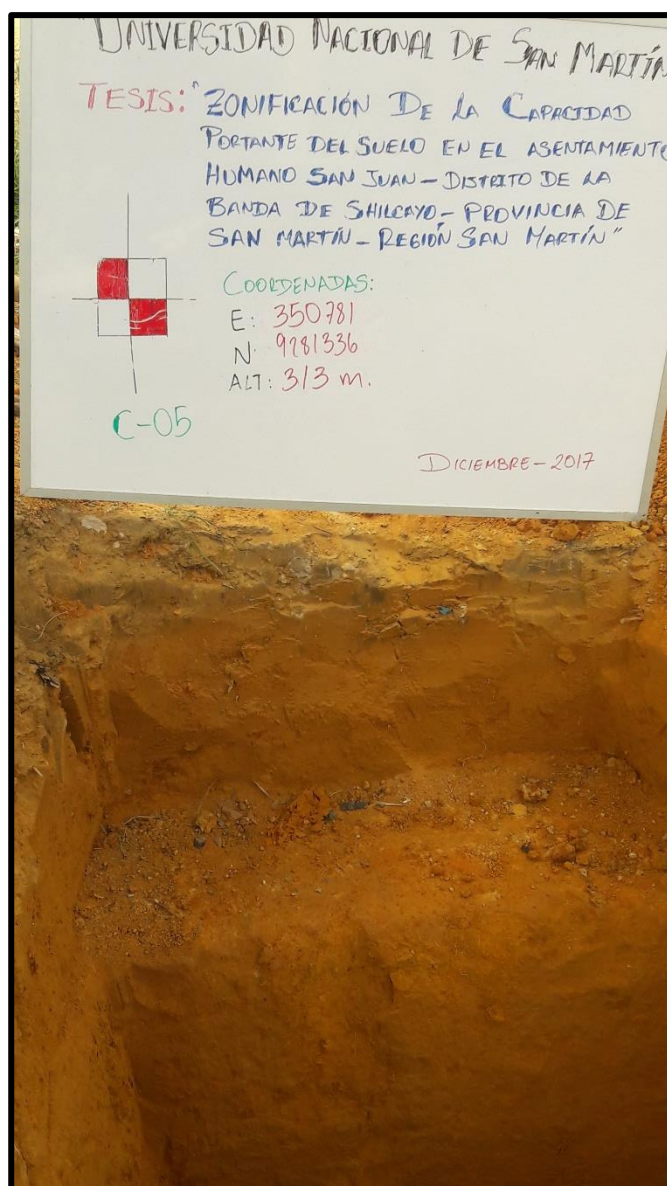


Foto N° 09: Vista de la calicata C – 05, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento.

CALICATA C – 06

Coordenadas : 9281287N – 350750E

Altitud : 316.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Francisco Izquierdo Ríos – Av. Ahuashiyacu.

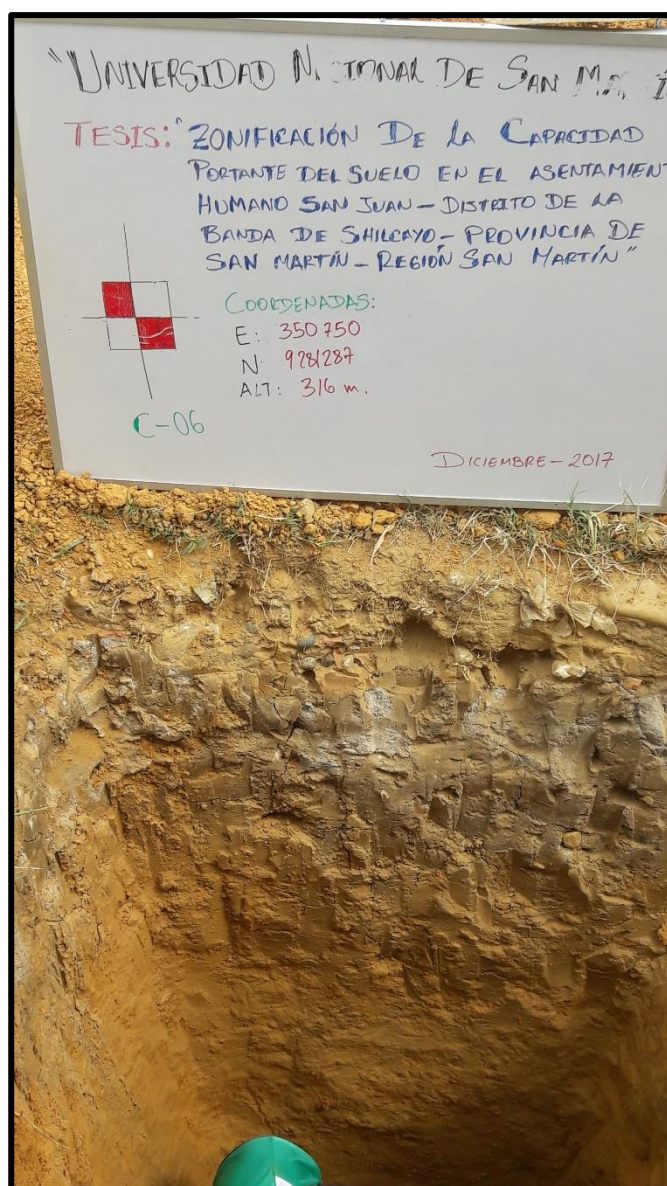


Foto N° 10: Vista de la calicata C – 06, se procedió primero a su ubicación del punto en el área delimitada. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 07

Coordenadas : 9281334N – 350682E

Altitud : 321.00 m.s.n.m.

Ubicación : Av. Ahuashiyacu – Jr. Víctor Raúl Haya de la Torre.

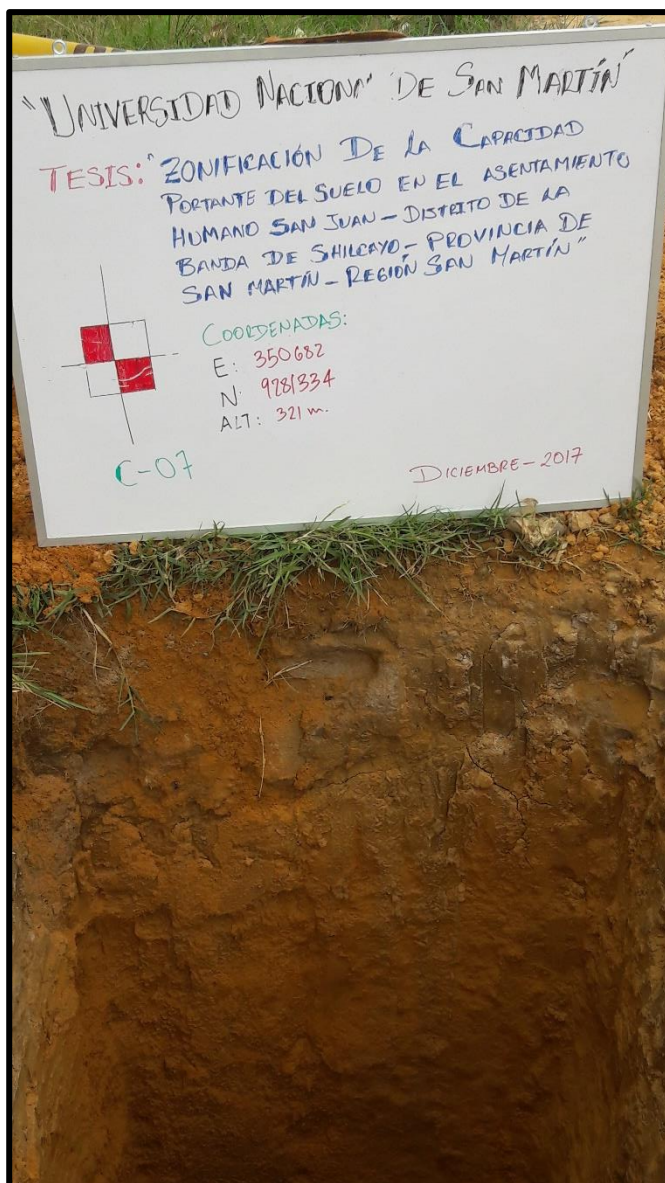


Foto N° 11: Vista de la calicata C – 07, se observa que hay una capa delgada cubierta de hierba o malezas. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. se observó un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 08

Coordenadas : 9281385N – 350734E

Altitud : 323.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Víctor Raúl Haya de la Torre.



Foto N° 12: Vista de la calicata C – 08, se observa que hay una capa de 0.20 m de espesor de material inorgánico. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 09

Coordenadas : 9281437N – 350813E

Altitud : 322.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Víctor Raúl Haya de la Torre – Av. San Martín.



Foto N° 13: Vista de la calicata C – 09, antes de realizar las excavaciones, se debe hacer una consulta a los moradores del lugar con respecto a las diferentes instalaciones sanitarias a lo largo de la vía, comparando con el croquis brindado por EMAPA SAN MARTÍN, para evitar inconvenientes durante la jornada e incomodar a la población. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 10

Coordenadas : 9281467N – 350783E

Altitud : 324.00 m.s.n.m.

Ubicación : Av. San Martín – Psje. Tiberio Pinchi Luna

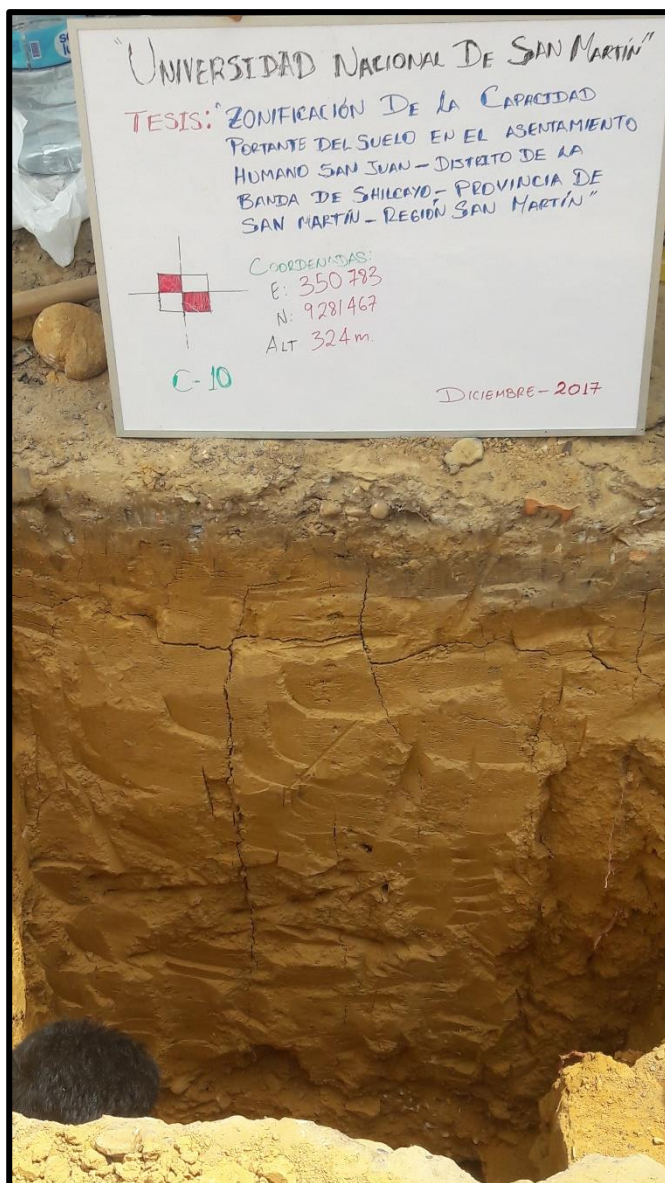


Foto N° 14: Vista de la calicata C – 10, se observa a simple vista las fisuras en las paredes de la calicata, característica de los suelos arcillosos de mediana plasticidad, de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 11

Coordenadas : 9281513N – 350847E

Altitud : 319.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Simón Bolívar – Psje. Tiberio Pinchi Luna

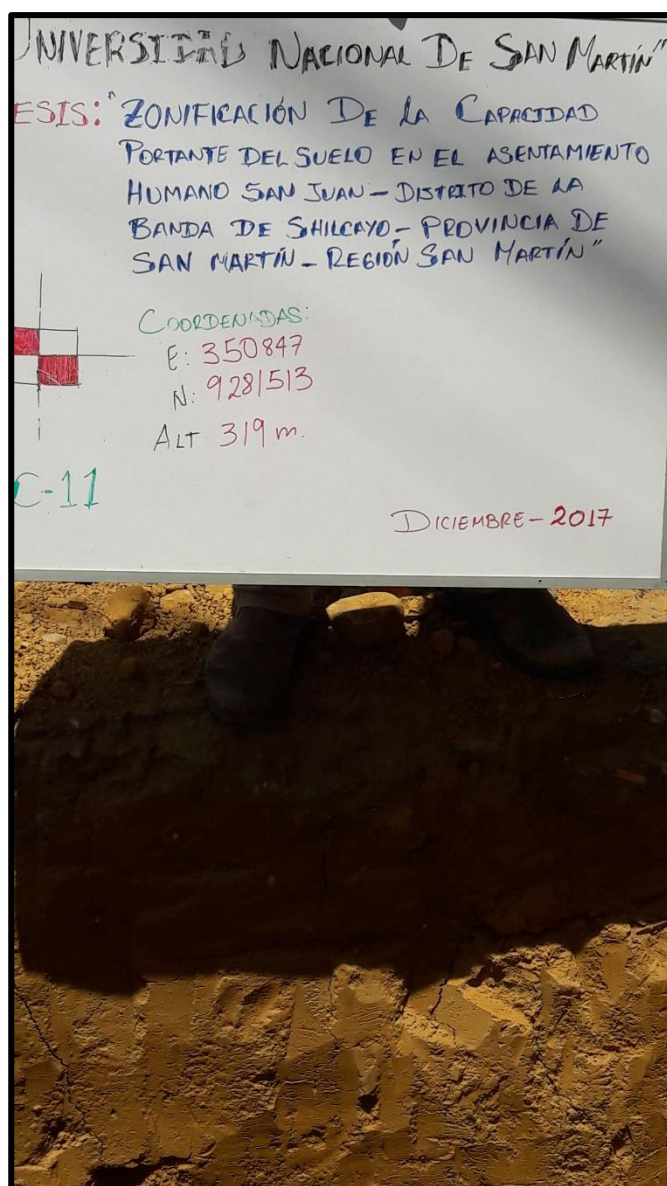


Foto N° 15: Vista de la calicata C – 11. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 12

Coordenadas : 9281590N – 350890E

Altitud : 330.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Carlos Mariátegui – Jr. Andrés Avelino Cáceres.



Foto N° 16: Vista de la calicata C – 12, se observa que hay una capa de 0.30 m de espesor de afirmado compuesto por un suelo gravoso, gravas hasta 2" de diámetro. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 13

Coordenadas : 9281542N – 350827E

Altitud : 318.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Simón Bolívar – Jr. Carlos Mariátegui.

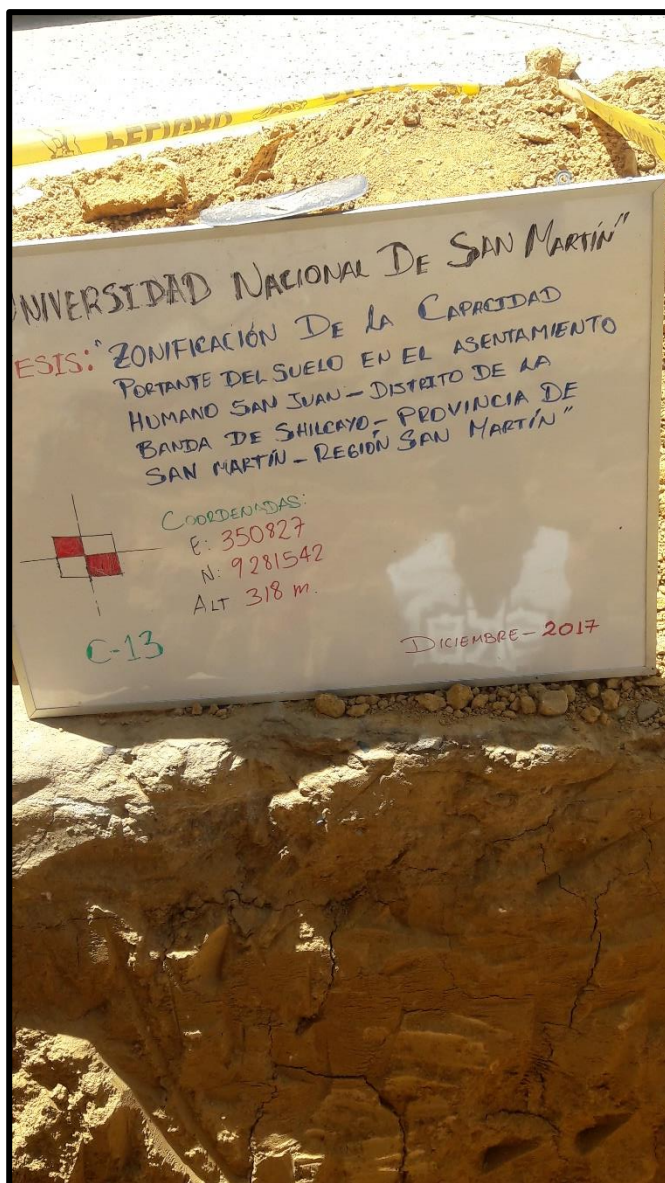


Foto N° 17: Vista de la calicata C – 13. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 14

Coordenadas : 9281492N – 350770E

Altitud : 323.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Av. San Martín – Jr. Carlos Mariátegui.

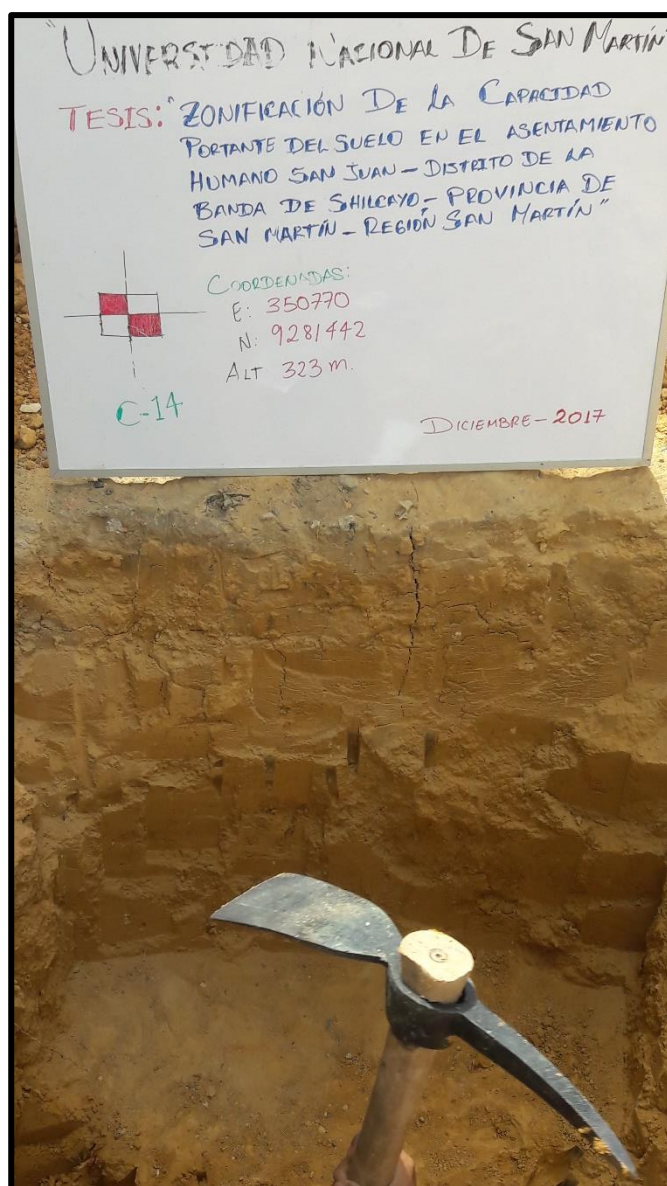


Foto N° 18: Vista de la calicata C – 14. A una profundidad de 0.15 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 15

Coordenadas : 9281437N – 350691E

Altitud : 311.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Carlos Mariátegui.



Foto N° 19: Vista de la calicata C – 15. Se observa una capa delgada de un relleno de afirmado compuesto por un suelo gravoso arcilloso. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 16

Coordenadas : 9281391N – 350631E

Altitud : 323.00 m.s.n.m.

Ubicación : Av. Ahuashiyacu – Jr. Carlos Mariátegui.



Foto N° 20: Vista de la calicata C – 16. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 17

Coordenadas : 9281458N – 350583E

Altitud : 329.00 m.s.n.m.

Ubicación : Av. Ahuashiyacu – Jr. César Vallejo.

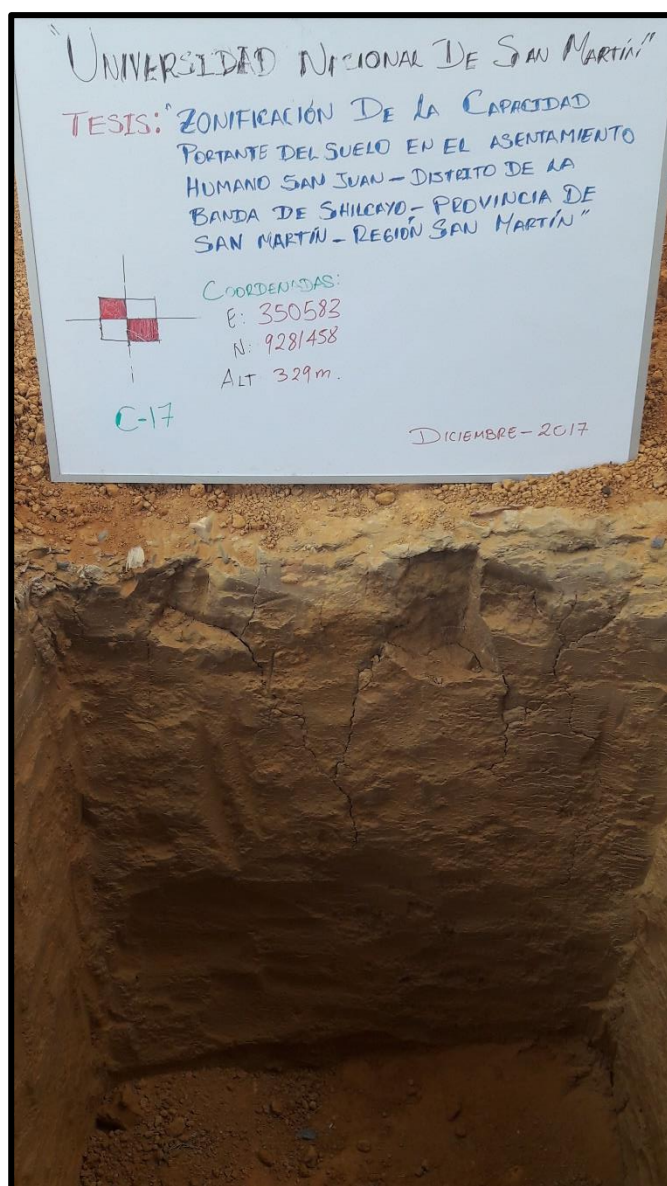


Foto N° 21: Vista de la calicata C – 17. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura. Debido a la sombra del árbol cercano, no se pudo hacer una captura de imagen más iluminada, haciendo ver un color diferente a lo descrito (Tenerlo en cuenta).

CALICATA C – 18

Coordenadas : 9281502N – 350652E

Altitud : 341.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. César Vallejo.



Foto N° 22: Vista de la calicata C – 18. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura. Personal obrero realizando el perfilado a la calicata para la extracción de muestras inalteradas.

CALICATA C – 19

Coordenadas : 9281555N – 350726E

Altitud : 337.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. César Vallejo – Av. San Martín.



Foto N° 23: Vista de la calicata C – 19. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 20

Coordenadas : 9281600N – 350789E

Altitud : 324.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. César Vallejo – Jr. Simón Bolívar.



Foto N° 24: Vista de la calicata C – 20. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura. Cabe recalcar que en la gran mayoría de la excavación de calicatas se empleó la wincha y/o la mira estadimétrica para medir la profundidad de 3.00 m, tal como se vio en fotos anteriores.

CALICATA C – 21

Coordenadas : 9281649N – 350834E

Altitud : 330.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. César Vallejo – Jr. Andrés Avelino Cáceres.



Foto N° 24: Vista de la calicata C – 21. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 22

Coordenadas : 9281714N – 350794E

Altitud : 331.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Andrés Avelino Cáceres – Jr. Miguel Grau.

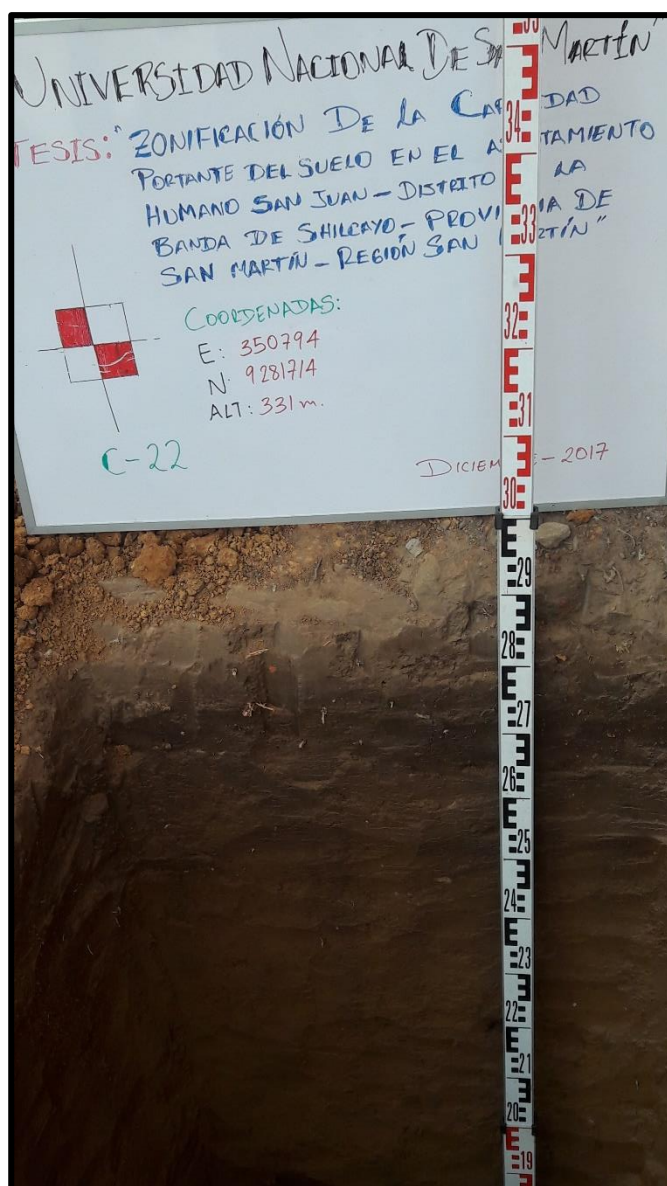


Foto N° 25: Vista de la calicata C – 22. Se muestra una delgada capa de material de afirmado compuesto por un suelo gravoso arcilloso. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 23

Coordenadas : 9281666N – 350737E

Altitud : 332.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Miguel Grau – Jr. Simón Bolívar.



Foto N° 26: Vista de la calicata C – 23. A una profundidad de 0.30 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 24

Coordenadas : 9281610N – 350679E

Altitud : 334.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Miguel Grau – Av. San Martín.



Foto N° 27: Vista de la calicata C – 24. A una profundidad de 0.15 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura. Por medida de seguridad se empleó también cintas señalizadores para obra alrededor de las calicatas, para evitar posibles accidentes durante la hora de descanso.

CALICATA C – 25

Coordenadas : 9281566N – 350602E

Altitud : 320.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Miguel Grau.

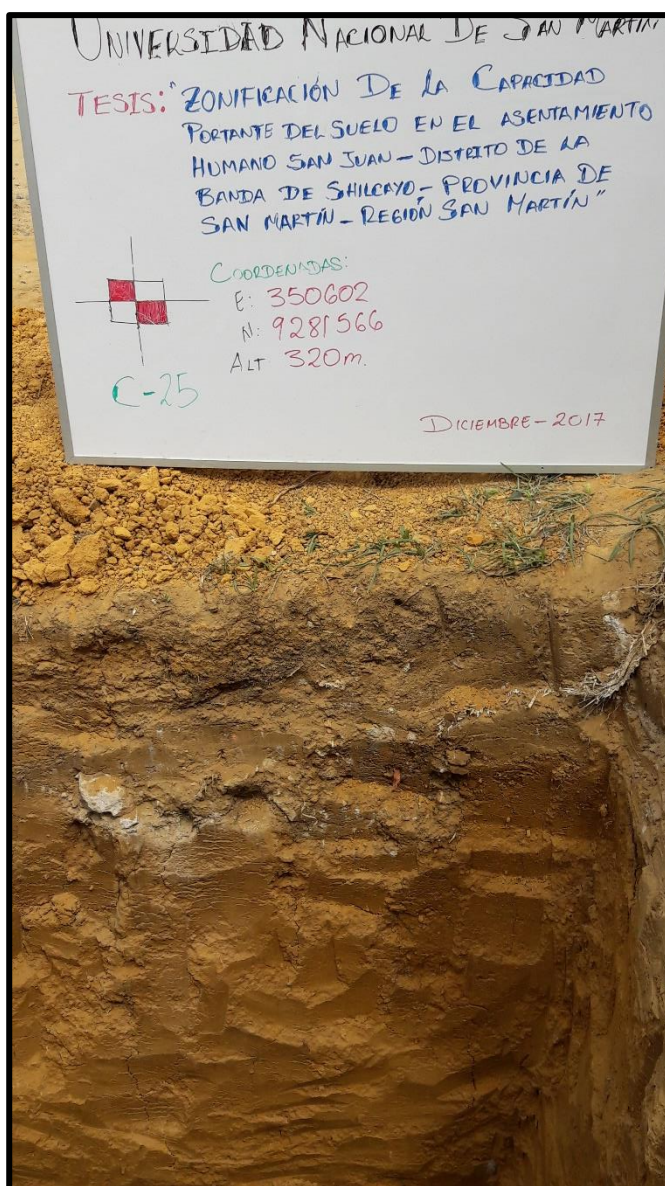


Foto N° 28: Vista de la calicata C – 25. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.

CALICATA C – 26

Coordenadas : 9281512N – 350534E

Altitud : 323.00 m.s.n.m.

Ubicación : Jr. Miguel Grau – Av. Ahuashiyacu.



Foto N° 29: Vista de la calicata C – 26. A una profundidad de 0.20 – 3.00 m. presenta un suelo arcilloso inorgánico de mediana plasticidad de color amarillento de consistencia dura.



Foto N° 30: Vista de muestras alteradas selladas para ser empleados en los ensayos.



Foto N° 31: Vista de muestras inalteradas selladas.

ANEXO 3.2: Ensayos de laboratorio

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín. A continuación se muestran algunos de los instrumentos y/o equipos empleados durante los ensayos.



Foto N° 32: Tarros de aluminio donde se colocan las muestras de suelo para ser pesadas y puestas al horno.



Foto N° 33: Tazas de aluminio que sirven para colocar las muestras de suelo para su saturación o para ser colocadas en el horno para su secado.



Foto N° 34: Balanza digital de sensibilidad 0.01 y capacidad de 1500 gr.



Foto N° 35: Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$, donde se colocan las muestras para su secado.



Foto N° 36: Juego de tamices, en general se utilizan N°4, N°8, N°10, N°16, N°20, N°30, N°40, N°50, N°60, N°80, N°100, N°200, plato o cazoleta colocados en la maquinaria agitadora electrónica de tamices o agitados manualmente.



Foto N° 37: Copa de Casagrande que se utiliza para realizar el ensayo de límite líquido.



Foto N° 38: Vista perfil del equipo de corte, aparato donde se realiza el ensayo de Corte Directo.

ANEXO 3.2.1: Contenido de humedad

Foto N° 39: Tesista realizando el peso las muestras.



Foto N° 40: Se coloca las muestras al horno y dejarlas por 24 horas.

ANEXO 3.2.2: Granulometría por tamizado

Foto N° 41: Se realiza el lavado de la muestra empleando la malla N°200, lavándose cuidadosamente con agua hasta que se vuelva clara. Se debe tener mucho cuidado de no dañar el tamiz ni perder suelo durante el proceso, dichas muestras serán llevadas al horno para su secado.



Foto N° 40: Pasada las 24 horas de haber sido llevada las muestras al horno, se sacan para dejarlas enfriar, luego se procede a pesarlas y después empezamos con la tamización, los tamices deben tener este orden: Tapa, N°4, 8, 10, 16, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 200 y plato o cazoleta, paso siguiente es pesado las muestras por cada tamiz, estos datos son anotados para hacer el cálculo.

ANEXO 3.2.3: Límites de Atterberg

Foto N° 41: Para el límite líquido se coloca una porción en el desecador de porcelana y rociando la mínima cantidad de agua destilada e ir haciendo la masa con la ayuda de la espátula, dicha muestra no debe ser muy seco ni muy húmedo.



Foto N° 42: La masa es puesta en la copa de Casagrande, dividiendo la muestra en dos e ir accionando la manivela con una frecuencia de 2 golpes por segundo, luego debe quedar como se muestra en la foto, verificando que el centro se cierre en 10 mm.



Foto N° 43: Un poco de la muestra es puesta sobre el vidrio y luego amasada entre las manos y haciendo rodar con la palma de la mano a la base del pulgar, formando pequeños tubos o cilindros, alcanzando un diámetro de aproximadamente 3 mm en trozos de 0.5 a 1 cm. Y luego colocarlos en los recipientes para ser secados en el horno.

ANEXO 3.2.4: Corte directo



Foto N° 44: Se procede a sacar la muestra empleando el molde de corte y con la ayuda de cuchillo o espátula ir cortando y perfilando en la forma del molde. Y pesarlo sin el molde



Foto N° 45: Se procede a colocar la muestra en el equipo de corte directo para realizar el ensayo.



Foto N° 46: Se observa la muestra después de realizar el ensayo de corte directo, luego es llevada a la balanza para ser pesada nuevamente para luego ser llevado al horno para el secado de la misma.

ANEXO 4: PLANOS